Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

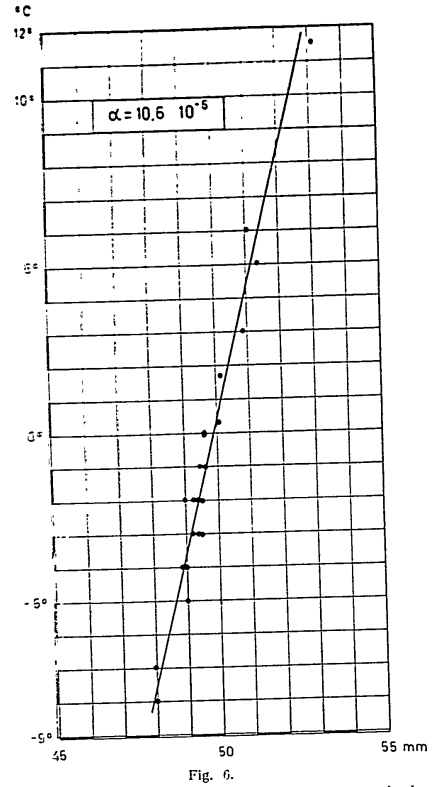


Fig. 6.

Détermination du coefficient de dilatation thermique du ruban du basomètre.

Determination of the thermal expansion coefficient for the basometer ribbon

tions d'observation. Le Tableau 1 suivant donne, pour chacune des cinq triangulations exécutées pour les piliers I, II, IV, les erreurs mx

et my de détermination de leurs déplacements dx et dy ainsi que l'erreur moyenne de l'unité de poids m_0.

TABLEAU 1.

	1.		2		3		4		5.	
Piliers.	m_x (mm).	m_y (mm).	m_x (mm).	m_y (mm).	m_x (mm).	m_y (mm).	m_x (mm).	m_y (mm).	m_x (mm).	m_y (mm).
I.	±0,7	±1,3	0,3	±0,6	±0,6	±1,0	±0,5	±0,9	±0,4	±0,8
II.	1,5	0,8	0,7	0,4	1,0	0,6	1,0	0,5	0,9	0,5
V.	0,2	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,2	0,1	0,1
m_0	± 3,2 cc		± 2,5 cc		± 1,6 cc		± 3,7 cc		± 3,2 cc	

5. A partir des piliers de la triangulation I, II, III et V, on a effectué également toutes les mesures angulaires nécessaires à la détermination du déplacement de certains points du parement aval du barrage.

Les points solidaires du barrage ont été matérialisés en noyant dans le béton du parement un champignon en bronze dont la tête plane, usinée au tour, supporte moyennant trois vis un disque en alliage léger, sur lequel a été tracé, par un procédé chimique, un voyant particulier constitué par deux cercles concentriques noirs sur fond clair. La localisation des voyants sur le parement du barrage est indiquée par le tableau de la figure 7, ainsi que leur numérotage.

La détermination de leurs déplacements s'effectue par la méthode de l'intersection, qui est multiple pour la plupart d'entre eux. L'ordre des intersections est donné, pour chaque signal, par le Tableau 2 ci-après :

TABLEAU 2.

Voyant	Ordre	Voyant	Ordre.
1	Triple	15	Triple
2	»	16	»
4	»	17	»
5	Simple	18	Quadruple
6	»	19	»
7	Triple	20	»
8	»	21	Triple
9	»	22	»
10	Quadruple	23	»
11	Triple	24	Quadruple
12	»	25	»
13	»	26	»
14	Simple	27	Simple

Les mesures angulaires ont été toutes rapportées aux côtés de la triangulation et répétées deux fois par station, avec exécution de deux

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

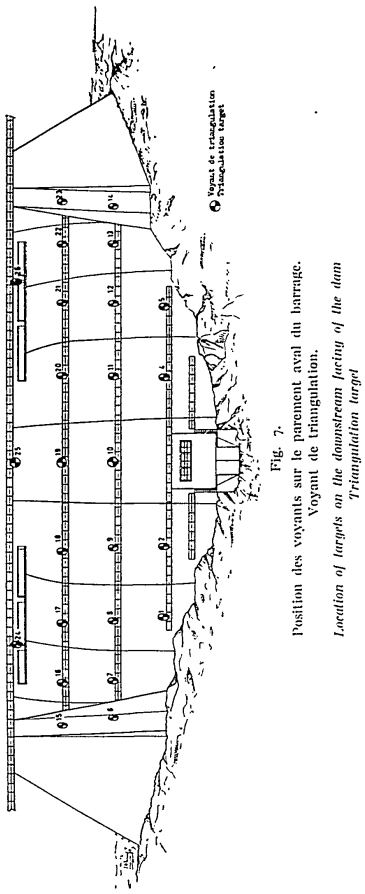


Fig. 7.
Position des voyants sur le parement aval du barrage.
Voyant de triangulation.
Location of targets on the downstream facing of the dam
Triangulation target

séries, le cercle tournant de 90° lorsqu'on passe d'une série à la suivante.

Toutes les précautions déjà adoptées pour le relevé de la triangulation ont été prises même pour les mesures concernant les signaux, en ce qui concerne le centrage du théodolite sur le pilier aussi bien que pour obvier aux erreurs de verticalité de l'axe primaire de l'instrument pendant les visées les plus inclinées.

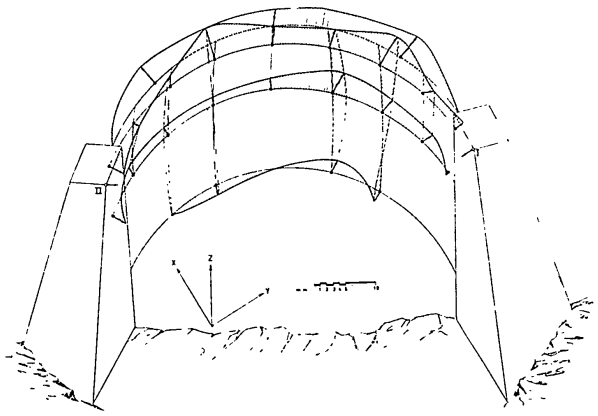


Fig. 8
Déformations du barrage à la date du 21 mai 1957.
Deflections of the dam at the date of May 21, 1957.

Un soin particulier a été mis à établir la succession des postes, et à exécuter rapidement les mesures, dans la crainte que le barrage ne subisse des mouvements pendant les observations, ainsi qu'en fonction de la durée d'insolation du barrage et des piliers.

Le relevé des angles des intersections est effectué indépendamment du relevé de la triangulation et pendant une période de temps dépassant rarement ½ h de travail, toutes contenues dans le début d'une matinée, c'est-à-dire dans la période du jour où la stabilité de la structure atteint son maximum

La succession des postes de mesure, établie dès la première triangulation — origine des mesures — a été rigoureusement suivie au cours des opérations qui se sont succédé. Afin d'assurer la compensation des mesures qui s'avèrent excessives pour la plupart des points,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

on a encore appliqué le principe des observations indirectes par variation des coordonnées.

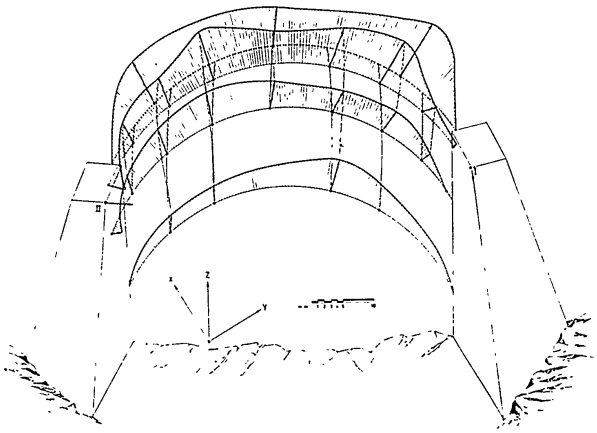


Fig. 9.
Déformations du barrage à la date du 21 août 1957.
Deflections of the dam at the date of August 21, 1957.

6. A fin 1957, on a exécuté cinq triangulations aux dates et dans les conditions d'ambiance et de retenue indiquées par le Tableau 3 ci-après :

TABLEAU 3.

Triangulation	Date	Retenue.	Température (°C.). Air.	Eau du réservoir. Surface.	Fond.
1	29 novembre 1956	1 201,50	— 3 à + 9	+ 3,5	+ 3,0
2.	22 mai 1957	1 196,50	+ 8 à +21	+ 7,5	+ 7,0
3.	22 août 1957	1 199,95	+13 à +25	+10,5	+10,0
4	18 septembre 1957	1 201,55	+ 7 à +16	+ 7,0	+ 6,0
5.	17 octobre 1957	1 199 90	+ 5 à +14	+ 6 0	+ 5,0

Pour les triangulations 2, 3, 4, et 5 (correspondant respectivement aux figures 8, 9, 10 et 11) une représentation évidente des mouvements

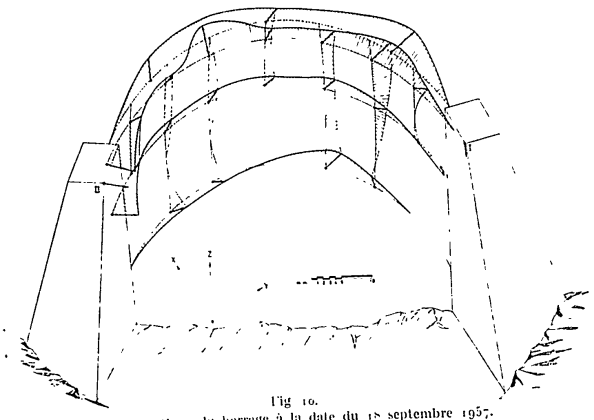


Fig 10.
Déformations du barrage à la date du 18 septembre 1957.
Deflections of the dam at the date of September 18, 1957.

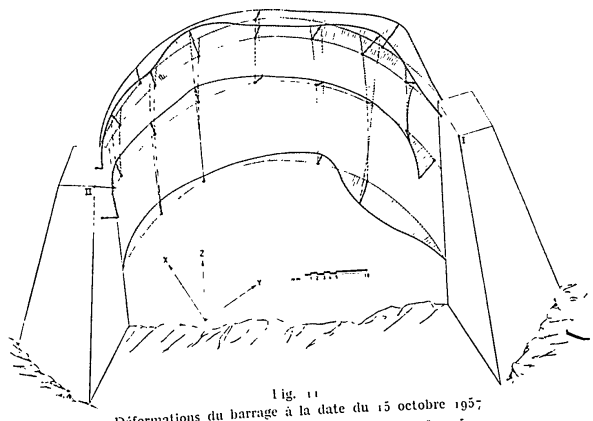


Fig. 11
Déformations du barrage à la date du 15 octobre 1957
Deflections of the dam at the date of October 15, 1957

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de la structure a été donnée par l'assonométrie des déplacements horizontaux subis par le barrage.

RÉSUMÉ.

Ce Mémoire donne une description détaillée des appareillages fixes et mobiles installés pour la mesure des angles à l'aide du théodolite, ainsi que des variations de longueur de la base à l'aide d'un basomètre à station fixe.

Après une rapide enquête sur les sources d'erreurs susceptibles d'influer sur les résultats, on indique un certain nombre de précautions adoptées dans les mesures.

On rapporte ensuite les méthodes suivies pour l'élaboration des mesures susdites. La compensation rigoureuse pour la recherche des valeurs les plus probables des déplacements a été réalisée en suivant le principe des moindres carrés et une schématisation opportune des calculs a simplifié et accéléré le travail.

Après avoir signalé les précisions atteintes, on rapporte les résultats des mesures et l'on donne quelques représentations assonométriques des déformations du barrage.

SUMMARY.

This paper contributes a detailed description of the stationary and removable equipment installed for measuring angles by means of a theodolite and base length variations by means of a stationary basometer.

After a short review of the causes of error that can affect the results, the precautions to be adopted in making the measurements are suggested.

The methods used for elaboration of data are then reported. An accurate compensation in the research of the most reliable figure for deflection was obtained by the principle of minimum squares, and work was considerably simplified and shortened by a proper schematization of calculation.

After reporting on the accuracy obtained, the results of measurements are reviewed. Some axonometric pictures of the dam deflections are also annexed.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 61

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

DÉTERMINATION DES DÉFORMATIONS D'UN ÉLÉMENT DE BARRAGE-POIDS ALLÉGÉ PROVOQUÉES PAR LA SEULE CHARGE HYDROSTATIQUE (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN (1).

A l'occasion de la vidange totale du réservoir du Poglia (*fig.* 1) en vue du nettoyage annuel, il a été procédé à l'étude et à l'exécution d'un certain nombre de mesures destinées à mettre en évidence les déformations que la charge hydrostatique provoque à elle seule sur les éléments des barrages-poids allégés.

Le barrage du Poglia est du type Marcello à éléments évidés, de la hauteur maximum de 42 m de propriété de la Société Edison. Projet et direction des travaux par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques de la Société Edison, dirigé par M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil.

(*) *Ascertainment of deformations in an element of a hollow-gravity dam caused by hydrostatic load alone.*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, dirigé par M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil), avec la participation particulière de M. Alfredo Marazio, Ingénieur civil

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le projet des opérations a prévu les déterminations suivantes :

a, déformation de l'élément à la base et déplacement résultant du pied, à l'amont comme à l'aval;

b, déplacement d'un point sur le couronnement;

c, rotation de trois coupes horizontales du barrage autour d'un axe normal à l'axe du réservoir.

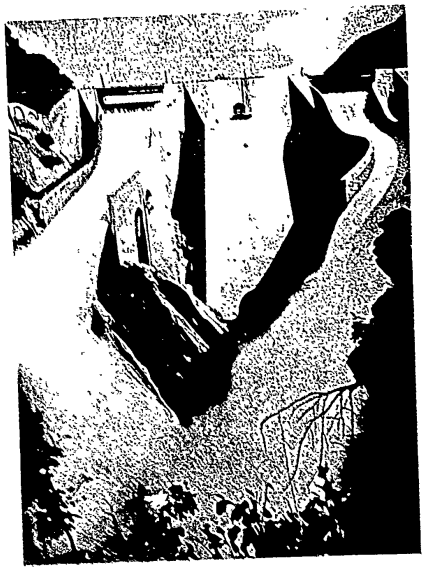


Fig. 1

Le barrage du Poglia

Poglia Dam

La nature même du réservoir — qui est à simple régularisation hebdomadaire — permet une vidange totale et un remplissage rapides et, par conséquent, des variations également rapides de la charge sur la structure, ce qui a donné la possibilité de négliger la plus grande partie

des déformations dues aux variations thermiques ou autres causes générales pour mettre uniquement en valeur celles qui sont dues à la charge hydostatique.

I. — APPAREILLAGES.

Le projet et le choix des appareillages et des méthodes de relevé a été l'objet de soins tout particuliers.

Un examen préliminaire a, en effet, prouvé que les variations des grandeurs en jeu sont de très faible importance, et par conséquent difficiles à révéler.

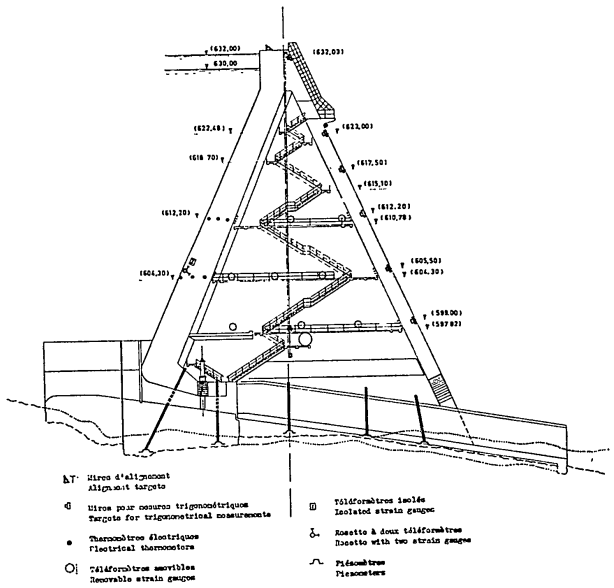


Fig. 2.

Coupe verticale du barrage du Poglia.

Vertical cross section of the Poglia Dam

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

a. Outillage pour les mesures linéaires.

Deux longueurs de fil d'acier harmonique de 0,5 mm de diamètre ont été ancrées l'une au pied amont, l'autre au pied aval à l'intérieur de l'élément à niveau 595 (*fig.* 2).

Au centre de l'élément, un treillis en fer expressément prévu, solidaire de la dallette armée, a été ancré au même niveau pour servir de support aux instruments de mesure. Les deux renvois des longueurs de fil ci-dessus, munis de deux contrepoids en plomb de 5 kg environ,

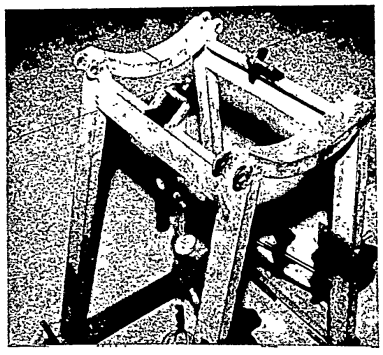


Fig. 3.

Renvoi à couteau du fil d'acier.

Blade gear of the steel wire.

ont été fixés sur le treillis (*fig.* 3); ils sont pratiquement sans frottement, leur rotation s'effectuant autour de l'arête vive d'un couteau et non autour d'un pivot.

Il est évident qu'au déplacement horizontal des deux points de la structure auxquels se trouvent ancrées les deux longueurs de fil correspond une variation de niveau des deux contrepoids en plomb.

On a donc employé, pour la mesure de ces déplacements verticaux, deux fleximètres de la firme M. I M. de Milan. Chacun de ces instruments porte un comparateur à horlogerie (course de la tige mobile, 30 mm) permettant la lecture directe à 0,01 mm (*fig.* 4).

Un certain nombre de thermomètres ont été en outre installés le long de la ligne du fil, en vue des corrections éventuelles de longueur.

b. Appareillage pour la détermination du déplacement du couronnement.

Nous estimons inutile de décrire en détail ces appareillages universellement connus. Il s'agit, en effet, de deux coordomètres Huggenberger, installés depuis un certain temps déjà aux deux pieds de l'élément, ainsi que d'un système de collimation, précédemment installé lui aussi et comprenant un collimateur Galileo grand modèle, avec mire fixe et mire mobile.

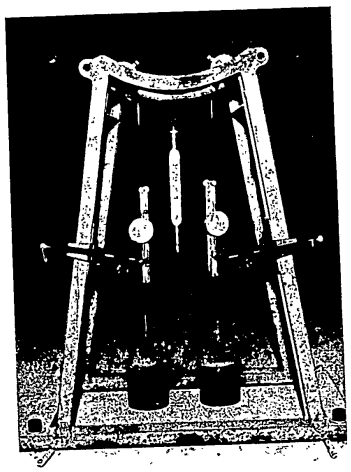


Fig. 4.

Treillis en fer et installation des comparateurs.

Steel frame and arrangement of clock-type comparators.

c. Détermination des rotations.

Nous avons employé un niveau de haute précision particulièrement remarquable par ses caractéristiques techniques (n° 111 de la Wild, *fig.* 5).

Appareillage d'ensemble à trois jeux d'échelles expressément cons-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

truits. Ces échelles reproduisent, sur une longueur de 20 cm, la graduation de la mire en invar pour nivellement (*fig.* 6): les traits sont obtenus par traitement chimique sur plaque d'aluminium. Les mires de nivellement ont été choisies aux niveaux 612, 606, 599, correspondant aux trois passerelles construites pour accéder aux autres instruments de mesure; elles ont été matérialisées par des consoles appropriées (*fig.* 5)

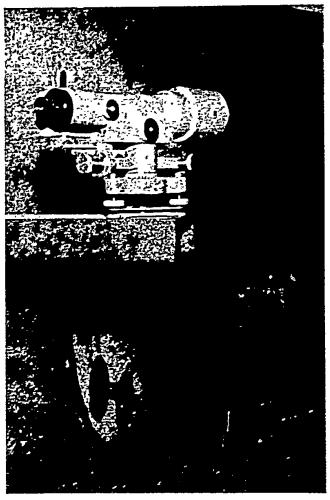


Fig. 5

Montage en console du niveau Wild n° III

Bracket mounting for Wild No. III level

fixées au parement intérieur vertical du barrage, chacune à égale distance de l'une et de l'autre des deux échelles en aluminium. Les échelles ont été bloquées sur des supports en fer, ancrés à leur tour au parement incliné intérieur de l'élément (*fig.* 6).

II. — ORGANISATION DES MESURES.

Pour pouvoir suivre attentivement les differentes phases du phénomène et avoir le maximum de certitude du bon fonctionnement des

appareillages et par conséquent du bien fondé des mesures, il a été procédé à un essai préalable de tous les instruments; cela a permis de déterminer, entre autres, le temps nécessaire à chacun des essais et par conséquent la fréquence et les modalités des mesures, qui portent sur des grandeurs très importantes, vu la durée très courte de l'opération de vidange totale.

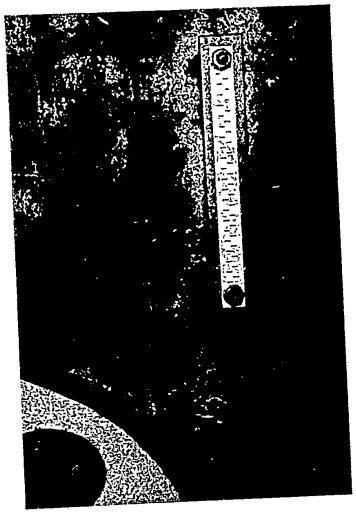


Fig. 6

Règles graduées pour lecture au niveau.

Centimeter-graduated scales for level readings.

L'appareillage de mesure linéaire a été mis en œuvre avec le plus grand soin. Les essais préliminaires effectués en vue de contrôler l'efficacité de cet appareillage simple, mais nouveau, ont mis en évidence l'absence de tout retard dans le renvoi à couteau du fil d'acier et surtout les conditions satisfaisantes de stabilité du zéro des comparateurs centésimaux, employés à la limite de leurs possibilités, ainsi que la promptitude de leur mécanisme d'amplification mécanique.

Le temps nécessaire aux mesures a été très court, ce qui a ménagé

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

la possibilité de contrôles très fréquents, compte tenu entre autres des observations complémentaires aux thermomètres. Vu la simplicité de la mesure aux coordomètres, ces observations peuvent s'effectuer également avec une grande rapidité.

Les instruments enregistreurs étant situés très près de l'appareillage de mesure linéaire, le même technicien a été affecté aux deux instruments, avec l'ordre d'effectuer une observation toutes les 15 mn.

La détermination des rotations moyennant emploi du grand niveau Wild a été par contre évidemment plus lente, en considération du déplacement et par conséquent de la mise en position de l'instrument aux trois différentes cotes, ainsi que de la complexité plus grande de la mesure. Les essais ont exigé un temps moyen de 15 mn et par conséquent une détermination toutes les heures dans chacun des trois tronçons.

Afin de permettre une comparaison aussi complète que possible des séries de mesures au niveau, on a eu recours à certains procédés en vue d'éviter toute erreur éventuelle de mesure. Ces erreurs sont imputables, nous le savons, au milieu ambiant, à l'instrument choisi et à la graduation de la mire fixée au parement du barrage.

Les erreurs dues au milieu ambiant peuvent être considérées comme très faibles : on travaille en milieu clos, sans courants d'air ascensionnels et avec un éclairage artificiel pratiquement froid.

Les erreurs dérivant de l'instrument choisi peuvent être éliminées si l'on installe, comme nous l'avons dit, l'instrument à égale distance des deux mires. De ce fait, les erreurs dues au dérèglement éventuel du grand dispositif de nivellement ou — pis encore — aux variations du dérèglement susdit, ont été éliminées, de même que celles qu'on aurait pu imputer aux variations de l'axe de collimation par suite de la mise au point de la lunette.

Afin d'éviter également les erreurs dues à la graduation des mires, on a eu soin de maintenir, à quelques dixièmes de millimètre près, la constance de la cote absolue de l'axe de collimation du niveau au cours des mesures successives. On a procédé à cet effet au blocage de l'une des trois vis servant à caler le niveau et l'on a installé l'instrument sur les trois plaques d'appui maçonnées sur le parement vertical, la vis en question étant constamment tournée vers une ligne de foi. De ce fait, le même trait est toujours demeuré pointé sur chacune des mires et les variations de cote ont été uniquement mesurées à l'aide du micromètre optique du niveau.

Les essais effectués ont accusé une erreur moyenne de pointage de 0,02 mm.

Cette mesure a exigé à elle seule un technicien spécialisé, qui a été chargé d'effectuer les déterminations successives et enchaînées pendant toute la durée des opérations de vidange totale.

Simultanément, un autre personnel a été chargé de mesurer toutes les 10 mn la cote dans le réservoir et la température de l'air extérieur à l'amont et à l'aval de l'ouvrage ainsi qu'au sommet de la cloche. D'autre part, la température enregistrée par les thermomètres électriques maçonnés dans le massif de l'ouvrage a été lue toutes les 2 h.

La mesure au collimateur a été effectuée trois fois : au début des opérations, à l'achèvement des opérations de vidange totale, à la fin.

Afin de mieux pouvoir suivre le phénomène, le personnel technique de la centrale de Cedegolo a effectué la vidange totale avec une régularité satisfaisante et surtout dans un intervalle de temps conforme à la délicatesse des mesures exécutées.

Les conditions météorologiques particulièrement favorables ont permis de travailler pendant des intervalles de température possible et sans soleil.

On a seulement constaté — comme nous pouvons le voir par les graphiques - - une brusque variation de température de l'air qui a partiellement compromis la mesure des rotations pendant la deuxième phase, c'est-à-dire au cours du nouveau remplissage du réservoir.

III. — RÉSULTATS DES MESURES.

Le dessin de la figure 8 récapitule, à une échelle opportune, toutes les grandeurs mesurées.

Comme on peut le voir clairement, les opérations de vidange totale et de remplissage ont été menées de façon à faire varier de façon régulière et continue la charge hydrostatique sur le barrage, sauf bien entendu sur la dernière portion de 10 m à partir de l'orifice de sortie de la vidange de fond.

La température de l'air à l'intérieur du contrefort est demeurée assez constante — à quelques dixièmes de degré près — pendant toute la durée des mesures au cours de la phase de vidange totale du réservoir. Une brusque variation, de courte durée, s'est par contre produite l'après-midi du second jour, au cours de la phase de remplissage. Une variation identique est constatée dans le diagramme de la température de l'air, mesurée à l'aval et à l'amont du barrage. D'autre part, on ne constate qu'une très faible variation, uniquement accusée par quelques-uns des thermomètres électriques maçonnés dans le massif du barrage; les indications de ces thermomètres sont données par le Tableau 1; leurs emplacements respectifs sont précisés par les figures 2 et 7.

L'appareillage servant aux mesures linéaires a donné d'excellents résultats quant au fonctionnement. Les diagrammes C et D de la figure 8 mettent en évidence les déplacements mesurés après correction de la température sur la base des indications thermométriques.

Comme on peut le voir par le diagramme, les déplacements, quoique faibles, sont en rapport très net avec la charge et regardent uniquement le pied aval; pour le pied amont, on a uniquement une dispersion chaotique des mesures, contenue en tous cas dans les limites de quelques centièmes de millimètre et principalement due aux incertitudes, peu importantes d'ailleurs, des corrections thermiques. Cela prouve que le pied amont peut être considéré comme fort probablement immobile.

Signalons la concordance très nette entre la déformation brusque

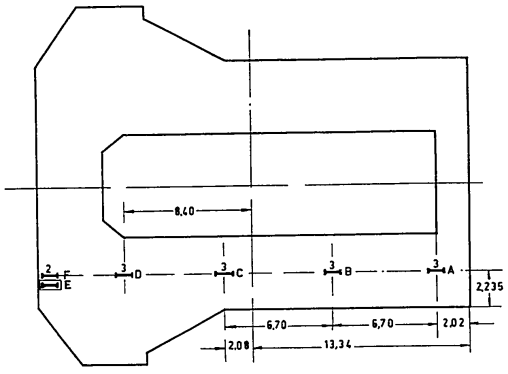
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

du contrefort aval et la variation tout aussi brusque de la charge hydrostatique sur le barrage à l'ouverture de sortie de la vidange de fond.

Remarquons également le retour parfait à l'origine des indications

Q=604.30



● Thermomètre électrique
Electrical thermometer

$\frac{n}{1}$ Station de téléformètres électro-acoustiques à n éléments
Set of n electro-acoustic strain gauges

Téléformètre électro-acoustique isolé
Isolated electro-acoustic strain gauge

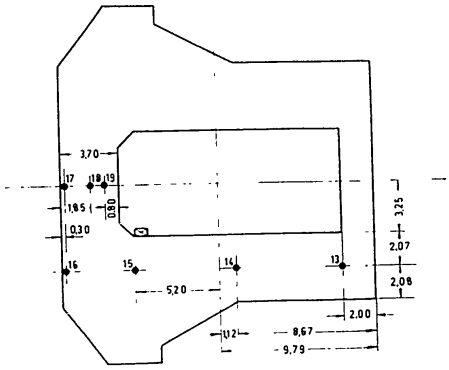
Fig. 7.

Coupes horizontales du barrage du Poglia aux cotes 604,30 et 612,20
Horizontal sections of the Poglia Dam at El. 604.30 *and* 612.20.

de l'instrument à l'issue des opérations, c'est-à-dire au moment du retour aux conditions initiales de retenue et par conséquent de pression hydrostatique sur le barrage.

Le diagramme F donne les déplacements du sommet du contrefort, mesurés à l'aide des deux coordimètres Huggenberger. Le déplacement

Q = 612 20



Q = 604.30

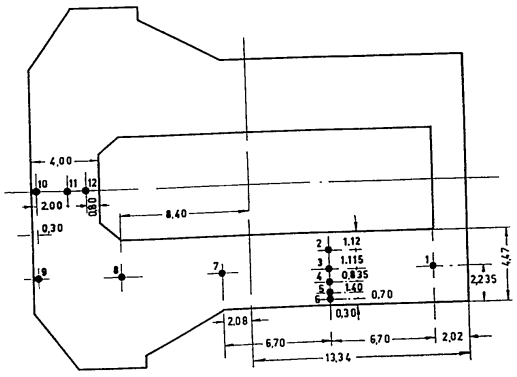


Fig. -

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

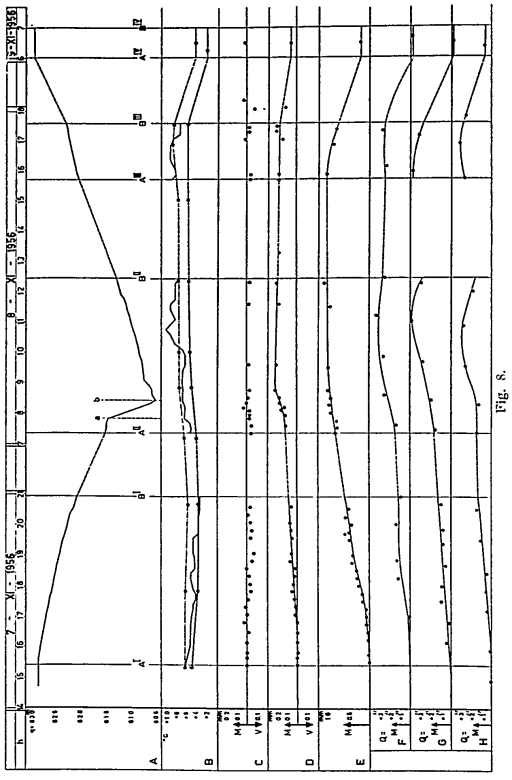


Fig. 8.

Diagrammes des déformations.

A, retenue; B, température, C, déformations au pied d'amont; D, déformations au pied d'aval; E, déplacements du couronnement, F, G, H, rotations des sections aux cotes 612,20, 605,70 et 599,20.

Curves of deformations.

A, water level; B, temperature; C, deformation of upstream toe; D, deformation of downstream toe; E, deflection of crest, F, G, H, rotation of sections at El 612.20, 605.70 and 599.20.

total est de 1 mm et s'accorde parfaitement avec la charge hydrostatique. En pareil cas encore, le retour presque parfait du point à la position initiale dès le rétablissement de la situation d'origine de la charge constitue une donnée remarquable.

Les diagrammes F, G et H donnent les rotations en secondes sexagésimales constatées aux niveaux 612, 606 et 599. Les rotations sont de très faible importance - - elles atteignent en effet un maximum de 3" — et s'accordent également avec la valeur de la charge, sauf dans la deuxième partie, où l'on a constaté la brusque variation thermique dont nous avons précédemment parlé.

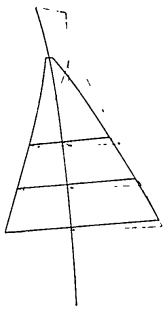


Fig. 9.

Déplacement du couronnement d'après les rotations.

Deflection of crest desumed from rotations.

La méthode de mesure s'est avérée très sensible, car elle a mis en évidence non seulement des rotations totales très peu importantes, mais surtout, et de façon continue, le rapport existant entre les rotations et l'action de la charge. Ici encore, les retours à l'origine ont été parfaits aux trois cotes considérées.

Le phénomène du déplacement du point en crête de la structure dérivant de celui des rotations en coupe horizontale, on a voulu calculer, par déduction, la déformation la plus probable subie en coupe verticale par l'ouvrage sous l'influence de la charge.

On a choisi, à cet effet, les déterminations de la rotation sur chacune des trois coupes considérées, immédiatement après la vidange totale du réservoir. Le diagramme montre de façon évidente que les rotations sont progressivement croissantes lorsqu'on passe des cotes inférieures aux cotes supérieures.

La figure 3 rapporte graphiquement les déplacements horizontaux

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

qu'on peut déduire des rotations; par extrapolation, on a obtenu le déplacement du point situé au sommet, dans l'hypothèse — confirmée par les autres observations effectuées à l'aide de l'appareil de mesure linéaire — d'une rotation de la structure autour du centre de gravité de sa fondation amont.

La valeur du déplacement ainsi obtenue a été trouvée pratiquement égale à celle qui a été enregistrée au même instant par les coordimètres.

Les résultats des mesures permettent d'affirmer à titre de conclusion que le comportement de la structure a été élastique; ses déformations ont été en effet en synchronisme parfait avec les variations de la charge, sans aucun déplacement ni aucune rotation de nature résiduelle.

Nous ne prétendons point avoir mis en évidence, par ces mesures, tous les phénomènes élastiques d'une structure aussi complexe. Seule une série aussi vaste que systématique d'opérations de ce genre pourra confirmer les résultats atteints ici, lorsqu'on pourra constater la répétition constante de ces déformations.

Cette première série a eu uniquement pour but d'instruire le personnel et de procéder à l'essai des instruments, en vue de rendre les mesures toujours plus minutieuses et plus valables.

TABLEAU I.

Date	Décembre 1956								
	7.			8.					9
Heure	15,20.	17,50.	20,40	7.10	8.50.	10.	12,20.	17.25	6.15.
Thermomètre n°	Température (°C.)								
1	+5,5	+5,5	+5,5	+5,5	+5,5	+5,5	+5,5	+5,5	+5,5
2..	5,5	5,6	5,6	5,5	5,6	5,5	5,5	5,6	5,5
3..	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5
4.	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,6	5,5
5.	5,0	5,2	5,2	5,1	5,0	5,0	5,0	4,8	5,1
6.. .	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
7. .	8,3	8,2	8,2	8,1	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
9..	5,0	5,0	5,2	5,3	5,3	5,0	5,2	5,4	5,3
10.....	5,0	4,8	4,9	4,9	4,8	4,7	4,7	4,7	4,8
12..	2,7	2,7	2,8	2,9	2,9	2,8	2,7	2,8	2,6
13.	5,0	4,9	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	4,8	5,7
15. . .	7,8	7,8	7,7	7,7	7,7	7,7	7,7	7,6	7,5
16 .	2,6	2,7	2,8	2,5	2,6	2,5	2,5	2,4	2,3
17. ..	5,1	5,2	5,1	5,0	5,2	5,1	5,0	5,0	5,1
19.	5,7	5,7	5,6	5,8	5,5	5,5	5,6	5,6	5,7
20. .	4,8	4,6	4,5	4,9	4,7	5,1	5,3	5,5	4,7

RÉSUMÉ.

Au cours de la vidange totale du réservoir du Poglia en vue de son nettoyage annuel, il a été procédé à un certain nombre de mesures en vue de mettre en évidence les déformations au pied ainsi que les rotations de trois coupes horizontales d'un élément de barrage-poids évidé avec les variations de la charge hydrostatique.

Dans ce Mémoire sont illustrés les appareillages installés et les instruments employés, ainsi que le degré de précision susceptible d'être atteint. On montre ensuite quelle a été l'organisation des mesures, proportionnellement à leur difficulté et surtout à la rapidité avec laquelle la charge grevant la structure a été d'abord supprimée, puis rétablie.

Passant aux conclusions, on rapporte les résultats des mesures qui ont mis en lumière des déformations linéaires de l'ordre de 0,2 mm et des rotations de l'ordre de 1", qui se sont avérées parfaitement élastiques.

SUMMARY.

When emptying the Poglia reservoir for the annual scouring, some measurements were made for ascertaining the deformation at the foot of the dam and rotational movements developing in three horizontal sections of a hollow-gravity dam element in connection with changes in hydrostatic load.

This paper describes the apparatuses installed and equipment used, and the degree of accuracy that can be obtained.

The arrangement of measurements is further given with regard to their difficulties and chiefly to the rapidity of the action of first withdrawing and then restoring the load acting on the structure.

In the conclusive part, the results obtained from such measurements are reported, showing linear deformation in the order of 0.2 mm and rotational movements amounting to 1", which showed however to be perfectly resilient.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58.

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 62

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

L'EMPLOI DES COLLIMATEURS DANS LA MESURE DES DÉPLACEMENTS DES BARRAGES DU GROUPE EDISON (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN (1).

Il existe désormais un grand nombre de méthodes d'enquête expérimentale sur le comportement des grands barrages dans le temps. Ces méthodes datent surtout de ces dernières années, et se signalent par des résultats vraiment brillants dus à la perfection des instruments adoptés et des procédés suivis ainsi qu'à l'intérêt croissant dont ces études sont l'objet.

Parmi les méthodes en question, il en est une qui mérite une attention spéciale et qui peut revendiquer la priorité en date comme méthode officielle : nous voulons parler de la collimation. Le principe très simple sur lequel elle se base peut être illustré en quelques mots, mais plusieurs difficultés — dont certaines particulièrement cachées — lui

(*) *The use of collimators in the measurement of deflections in dams of the Edison group.*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, sous la direction de M Claudio Marcello, Ingénieur Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M. Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil), avec la participation particulière de M. Alfredo Marazio, Ingénieur civil.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58.

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 62

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

L'EMPLOI DES COLLIMATEURS DANS LA MESURE DES DÉPLACEMENTS DES BARRAGES DU GROUPE EDISON (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN (¹).

Il existe désormais un grand nombre de méthodes d'enquête expérimentale sur le comportement des grands barrages dans le temps. Ces méthodes datent surtout de ces dernières années, et se signalent par des résultats vraiment brillants dus à la perfection des instruments adoptés et des procédés suivis ainsi qu'à l'intérêt croissant dont ces études sont l'objet.

Parmi les méthodes en question, il en est une qui mérite une attention spéciale et qui peut revendiquer la priorité en date comme méthode officielle : nous voulons parler de la collimation. Le principe très simple sur lequel elle se base peut être illustré en quelques mots, mais plusieurs difficultés — dont certaines particulièrement cachées — lui

(*) *The use of collimators in the measurement of deflections in dams of the Edison group.*

(¹) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, sous la direction de M Claudio Marcello, Ingénieur Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M. Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil), avec la participation particulière de M. Alfredo Marazio, Ingénieur civil.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ont valu jusqu'à présent d'être considérée avec indifférence ou avec méfiance et d'être rendue responsable d'inexactitudes susceptibles de jeter l'ombre du doute sur ces résultats.

Le présent Mémoire entend mettre en lumière les avantages d'une pareille méthode, à signaler les difficultés qui l'entravent et à indiquer les moyens capables de vaincre ces difficultés, ainsi que les mesures et solutions à adopter dans les différents cas.

Nous nous occuperons également ici de l'analyse des instruments de mesure, effectuée sur un grand nombre de collimateurs en service sur les barrages du Groupe Edison, ainsi que des mires fixes et mobiles.

Nous mentionnerons ensuite un certain nombre de solutions adoptées dans tel ou tel cas particulièrement intéressant et donnerons, pour terminer, quelques prescriptions permettant d'atteindre une précision plus élevée.

I. — LA MÉTHODE.

En vue d'étudier à fond le problème, il est bon de définir le principe de la méthode, au point de vue géométrique comme sous l'angle pratique.

Soient un plan fixe inamovible, orienté dans une direction quelconque, et un point extérieur à ce plan et sujet à des mouvements déterminés. La variation de distance entre le point considéré et le plan de référence représente la composante du déplacement dudit point suivant une direction normale au plan en question. Nous voyons tout de suite que la méthode est limitée par une restriction assez importante, en ce sens qu'elle ne donne le déplacement que d'un côté du plan, ce qui impose de trouver pour le plan susdit la position la plus appropriée.

Cette position devrait être, logiquement, normale à la direction le long de laquelle le mouvement du point s'effectuera le plus probablement. Cela ne suffit pas cependant, si nous considérons la réalisation pratique de la mesure; et si nous songeons d'autre part que les mouvements de point sont toujours très petits par rapport aux dimensions de l'ouvrage, nous comprenons sans peine que le plan de référence devra passer par un point très proche du point examiné si nous voulons pouvoir apprécier aisément la distance qui les sépare.

Toutes ces constrictions constituent, dans la pratique, un obstacle considérable à la bonne réussite des mesures, compte tenu en outre du fait que l'inamovibilité du plan de référence est posée comme condition fondamentale.

Est-il toujours possible de vérifier suffisamment cette condition ? La réponse pourrait être affirmative sur le plan théorique, mais les difficultés pratiques ne sont pas toujours aisées à surmonter. En effet, la structure géomorphologique du terrain aux environs immédiats du barrage n'est logiquement pas toujours favorable, et d'autre part, comme nous le verrons plus loin, les instruments ordinaires ne permettent pas la matérialisation des plans verticaux sans l'entraver

par des restrictions sensibles, ce qui exige que les points inamovibles par lesquels passera le plan de référence et le point dont on veut connaître les mouvements se trouvent à la même cote et à peu près alignés. De plus, l'instrument devra être, en considération de ses limites optiques, suffisamment proche du point examiné pour permettre une mesure suffisamment précise des déplacements. Nous verrons plus loin si toutes ces difficultés imputables au terrain, au collimateur et à l'instrument de mesure du déplacement doivent être considérées comme absolument inévitables ou si l'on peut les vaincre par quelque système opportun et approprié sans que les définitions qui en ont été données plus haut doivent varier pour cela.

Voyons maintenant la façon pratique de réaliser le plan de référence et par conséquent la mesure directe du déplacement.

Un plan peut être défini par les coordonnées de trois points, ou bien par les coordonnées de deux points et par la direction d'une droite, ou bien encore par les directions de deux droites.

Pour plus de commodité, et peut-être aussi par tradition, la détermination du plan de référence a lieu par matérialisation de deux points et d'une droite particulière, la verticale.

Des deux points ci-dessus, le premier est matérialisé par le centre de gravité d'une certaine mire solidaire de la surface physique du terrain dans une position entièrement stable correspondant à l'une des deux culées de la structure à examiner et le second est défini par le point d'intersection de l'axe principal de l'instrument que nous définirons plus loin et de la surface d'appui de l'instrument en question, située à l'autre culée de la structure. La verticale est déterminée par la tangente centrale de la nivelle torique dont l'instrument est muni.

L'instrument destiné à servir à la matérialisation du plan de référence sera à son tour schématiquement constitué par un axe principal de rotation, par un axe secondaire de rotation, par un axe tertiaire de collimation et par la tangente centrale de sa nivelle torique.

Tous les plans de référence qui formeront un faisceau autour de l'axe primaire devront être verticaux et seront décrits par l'axe de collimation dans sa rotation autour de l'axe secondaire.

Après avoir ainsi défini le plan de référence et la manière dont il est ordinairement matérialisé, voyons la façon de réaliser la mesure des déplacements.

Les méthodes sont au nombre de deux. La première, qui correspond à une méthode désormais abandonnée — bien que plus commode à réaliser dans un grand nombre de cas — prévoit d'équiper la lunette d'un réticule micrométrique mobile. Ce moyen permet, comme nous savons, de mesurer de petits angles de position formés par certaines directions avec l'axe de collimation de la lunette.

Un certain nombre de mires fixes seront par conséquent rendues solidaires de la structure examinée. Il est possible de remonter, par le calcul, de la mesure des petits angles et de la connaissance des distances entre mires et instrument aux déplacements de chaque mire.

La deuxième méthode — désormais universellement adoptée —

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

prévoit une mire solidaire de la structure par sa base mais mobile par rapport à cette dernière grâce à une vis micrométrique qui ramène son centre de gravité sur le plan de référence. La mesure du déplacement est ainsi directement déterminée.

Tout ce qui a été rapporté plus haut sur la définition du plan de référence regarde la méthode la plus communément employée. Il n'en est pas moins admissible qu'on puisse également matérialiser d'autre manière le plan de référence. Supposons la circonstance particulièrement favorable d'un terrain permettant, à l'une des culées de la structure, le choix de deux points stables situés approximativement sur la même verticale; dans ces conditions, le plan de référence pourra être défini par ces deux points et par un troisième, situé à l'autre culée. Le plan ainsi défini, quoique fort peu éloigné de la verticale, ne sera naturellement pas vertical; il pourra être néanmoins choisi comme référence, tout en étant difficilement réalisable à l'aide des instruments ordinaires.

Un pareil plan aurait l'avantage de pouvoir être matérialisé indépendamment de l'usage de la nivelle.

Nous avons précédemment parlé de la détermination des déplacements par la mesure de petits angles à l'aide du réticule mobile d'une lunette.

Ce principe peut être étendu, si nous transportons le plan de référence dans une position quelconque et si nous employons un théodolite en vue de mesurer les angles azimutaux des points solidaires du barrage par rapport au plan de référence.

Il est clair qu'on se libère, par ce système, de nombreuses restrictions imposées par la méthode classique, car on peut travailler avec facilité même en cas de terrain peu stable susceptible de compromettre, dans les conditions ordinaires, la bonne réussite des mesures. Il est bon de se représenter, cependant, toutes les prescriptions de mesure des angles par le théodolite.

II. — LES INSTRUMENTS.

a. Le collimateur.

Nous avons schématiquement défini les axes dont le collimateur devra être muni pour remplir sa tâche. Voyons maintenant quelles sont ses conditions de rectification, ses conditions de mise en station et les qualités exigées aux fins d'un fonctionnement optique et mécanique correct.

Les conditions de rectification sont celles de tout instrument de géodésie, savoir :

a. l'axe secondaire de rotation de la lunette doit être normal à l'axe principal de rotation;

b. l'axe de collimation doit être normal à l'axe secondaire de rotation;

c. la tangente centrale de la nivelle torique doit être parallèle à l'axe secondaire;

d. la tangente centrale de la nivelle susdite doit être normale à l'axe principal de rotation;

e. tous les axes instrumentaux doivent concourir en un point.

Les conditions de mise en station seront par contre les suivantes :

f. l'axe principal de l'instrument doit toujours prendre la même position dans l'espace;

g. l'axe secondaire de rotation doit être horizontal.

Il n'est cependant pas nécessaire que toutes ces conditions se vérifient rigoureusement, hormis *b*, *c* et *g* qui permettent à l'axe de collimation de décrire vraiment un plan vertical. Si la condition *b*, en effet, n'était pas vérifiée, la surface décrite serait conique, et si *c* et *g* n'étaient pas vérifiées le plan décrit par l'axe de collimation ne serait pas vertical.

La condition *e* n'est pas restrictive, pourvu que pendant le service de l'instrument les axes demeurent toujours dans la même position relative, même incorrecte; d'autre part, les conditions *a* et *d* ne devront se vérifier que grossièrement.

A première vue, les conditions *b*, *c* et *g* ne sembleraient pas devoir être elles-mêmes absolument restrictives, si l'instrument reprenait chaque fois le même aplomb dans l'espace; mais la nivelle est sujette à des variations plutôt sensibles de rectification, par suite des variations thermiques; il est donc essentiel de disposer chaque fois l'axe de rotation dans une position de référence absolue.

En ce qui regarde l'axe de collimation de la lunette, il faut tenir compte du fait que les collimateurs modernes ne permettent plus l'inversion de la lunette susdite sur ses appuis, de sorte qu'il n'est pas possible d'éliminer l'influence de ce type d'erreur instrumentale; il est donc nécessaire, même en pareil cas, de bien vérifier cette condition. Considérons, en outre, que cette rectification — obtenue au laboratoire avec une facilité extrême — se conserve assez bien dans le temps.

Les qualités optiques exigées de tout collimateur pour barrages concernent avant tout la puissance de séparation et de pointage, qui sont fonction du diamètre de l'objectif.

Ces deux puissances n'ont cependant pas encore été définies de façon rigoureuse, de sorte qu'il est malaisé de donner des chiffres qui les représentent en valeur absolue.

Il est reconnu, en tous cas, que la puissance de séparation ε d'une lunette dépend de la longueur d'onde λ de la lumière, de l'indice de réfraction n du moyen et du diamètre D de l'objectif.

Ces valeurs sont reliées par l'expression suivante :

$$\varepsilon = \frac{k\lambda}{n\mathrm{D}},$$

où k est une constante appropriée.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Argentieri a donné un rapport empirique très utile

$$\log \varepsilon = 1{,}881 + 0{,}0008\,I + 0{,}165\,\frac{D}{I} - \log D;$$

où I représente le grossissement de la lunette et D le diamètre à l'objectif.

Nous devons toujours supposer, cependant, que les aberrations géométriques et chromatiques sont négligeables en ce qui regarde les phénomènes de diffraction.

La puissance de pointage est une fraction de la puissance de séparation et peut prendre des valeurs comprises entre 1/4 et 1/10 de seconde.

Nous mentionnerons par la suite les méthodes employées pour les déterminer expérimentalement.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques, nous pouvons préciser que les collimateurs doivent être en même temps légers et solides; légers, car bien souvent leur transport s'opère dans des conditions particulièrement malaisées, surtout lorsqu'on a affaire à des barrages situés à cote élevée et à des mesures effectuées pendant l'hiver; solides, car c'est de cette qualité que dépend la stabilité de l'instrument au cours des mesures — condition essentielle aux fins de leur bonne réussite.

De plus, l'instrument doit être muni de deux bonnes vis micrométriques afin de permettre des pointages très exacts.

La structure des parties métalliques de la lunette doit être elle-même particulièrement soignée, en vue de permettre des mouvements parfaits de la divergence dans les lunettes à longueur constante et du réticule dans les lunettes à longueur variable. C'est là, en effet, une condition essentielle pour garantir la constance de l'axe de collimation.

b. Les mires.

Un autre élément important de la mesure des déplacements, ce sont les mires fixes et mobiles respectivement destinées à matérialiser un point du plan de référence et à permettre la mesure directe du déplacement.

Nous avons précédemment parlé de puissance de pointage d'une lunette et avons dit que cette puissance est une fraction appropriée de la puissance de séparation; alors cependant que cette dernière est uniquement liée aux propriétés optiques du système lunette-œil, la première dépend également, en partie, de la forme de l'objet sur lequel la collimation doit s'exercer, ainsi que de la forme et de la dimension de la ligne de foi constituée par le réticule de la lunette.

Reinhertz a confirmé ces caractéristiques par plusieurs séries d'observations effectuées dès le siècle dernier.

Il est donc évident que la partie des mires qui mérite la plus profonde attention, c'est la forme du signal solidaire de ces mires.

L'une des propriétés de l'œil humain que nous pouvons utilement

exploiter dans ces calculs, c'est celle d'apprécier l'axe médian des figures géométriquement régulières, ou bien le centre de gravité de certaines formes obtenues par une association de couleurs opportunément alliées constituant des sources d'énergie lumineuse.

Plusieurs études ont été effectuées pour la définition de la meilleure figure de collimation, mais les auteurs sont unanimes à reconnaître la supériorité du signal triangulaire, qui est aussi le plus aisément réalisable.

Les avantages d'un pareil signal sont évidemment nombreux, mais le plus intéressant, à notre avis, réside dans la possibilité d'obtenir toujours une collimation des plus précises, quelle que soit la grandeur apparente que l'objectif de la lunette nous donne du signal, autrement dit quelles que soient la distance à laquelle se trouve la mire, la forme et l'épaisseur de la portion de réticule, et quel que soit l'observateur.

En effet, l'erreur absolue d'appréciation de l'axe médian d'un intervalle est donnée par le rapport suivant, trouvé par Reinhertz

$$m = \pm K \sqrt{\frac{\mu D}{I}},$$

où

μ représente la valeur de l'intervalle;
D la distance du signal;
I le grossissement de la lunette;
K une constante appropriée.

Compte tenu de ces éléments ainsi que du fait concomitant de la perte de définition au fur et à mesure de l'accroissement de la distance, le Bureau de la Société Edison affecté à ces mesures a étudié, réalisé et adopté un signal symétrique particulier constitué par une figure triangulaire mixtiligne (*fig.* 1).

Un autre facteur très important dont nous n'avons pas encore parlé jusqu'à présent, c'est l'éclairage des signaux, ou plus précisément la quantité d'énergie lumineuse émise par le signal considéré. Cette quantité ne doit pas être excessive, en vue d'éviter des phénomènes d'éblouissement, et l'on a constaté que la meilleure condition se réalise lorsque la mire est en verre, ce qui permet de l'éclairer par transparence. A défaut de mire en verre, on peut employer une mire vernie, mais il est bon en pareil cas d'adopter un vernis opaque.

En ce qui concerne la précision mécanique d'usinage des patins et des vis des mires mobiles, il suffira de celle que garantissent les machines-outils de précision moyenne.

c. Appareillages accessoires.

Parmi les appareillages accessoires, il faut prendre en considération les piliers de visée du collimateur, les bases des mires et les plaques de centrage de l'instrument et des mires.

Les piliers devront être en béton armé; ils seront bien ancrés à la

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

roche et il faudra prévoir tout autour une plate-forme suffisamment vaste pour permettre à l'observateur de travailler avec la plus grande facilité.

Il sera bon de munir chaque pilier d'un revêtement isolant, pour le protéger contre les variations de température: il est en outre nécessaire de le surmonter d'une toiture capable de protéger l'observateur contre l'action du vent et du soleil.

Les plaques de centrage sont de différents types, suivant l'instrument employé. Généralement, pour les grands collimateurs, les plaques de centrages portent trois pastilles, l'une munie d'une petite surface plane, l'autre percée d'un trou conique, l'autre présentant un fraisage à section triangulaire. La disposition des trois pastilles susdites sur la plaque pourrait être amplement discutée si le centrage de l'instrument devait être obtenu avec une extrême précision, mais comme il suffit que l'instrument revienne toujours à la même position, avec une erreur moyenne de centrage de l'ordre de 0,1 mm, la question ne revêt pas une importance excessive.

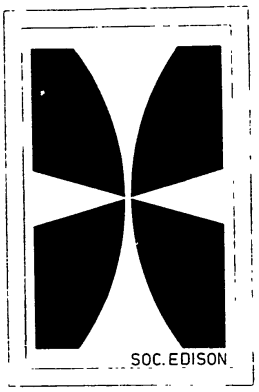


Fig. 1.

Signal Edison de collimation.

Edison's collimation target.

Nous pouvons avancer des considérations analogues pour le centrage des mires.

III. — DÉTERMINATION EXPÉRIMENTALE DES CARACTÉRISTIQUES OPTIQUES DES COLLIMATEURS EN SERVICE SUR LES BARRAGES DU GROUPE.

Les collimateurs que la Société Edison emploie sur ses barrages sont de différents types, de différentes grandeurs et de différentes époques de fabrication. Le tableau suivant spécifie leur provenance et leurs caractéristiques respectives, indiquées par les constructeurs.

TABLEAU I.

Collimateur	Type	Lunette — grossis. (×)	Lunette Ø object. (mm)	Sensibilité de la nivelle.	Nombre d'instruments employés
Salmoiraghi	–	40	40	30" pour 2 mm	3
Galileo..	Petit	45	50	10	2
»	Grand	60	80	10	8
Zeiss...	–	50	60	20	1
Fennel.	Petit	40	40	20	7
»	Grand	60	80	10	2
Kern .	DkM 3	45	72	10 (*)	1
» .. .	Dk 2	30	45	10	4
» . . .	Dk 1	20	30	30 (*)	1
Wild. . .	T 3	40	60	7 (*)	2
»	T 2	28	40	20 (*)	1

(*) La sensibilité est celle de la nivelle sur l'alidade

Un certain nombre d'essais ont été effectués sur la plupart des collimateurs ci-dessus en vue de déterminer les caractéristiques optiques de leurs lunettes : puissance de séparation et puissance de pointage. Comme nous l'avons vu plus haut, ces deux puissances n'ont pas encore été définies de façon rigoureuse, de sorte que les chiffres qui les représentent pourraient être en désaccord avec ceux des constructeurs, obtenus d'autre manière.

Il faut bien se représenter qu'on a uniquement voulu effectuer, par les essais en question, une comparaison des différents éléments.

La méthode de Foucault a été appliquée à la détermination de la puissance de séparation: c'est la technique la plus simple et la plus répandue.

Elle consiste à observer, à une distance connue, différents grillages (*fig. 2*) constitués par des traits noirs d'épaisseur variée alternant avec des traits blancs d'égale épaisseur. Les grillages, représentés par paires (traits horizontaux et traits verticaux) sont numérotés de façon déterminée.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

En observant, à l'aide de la lunette considérée, la série de différentes paires de grilles, l'opérateur doit juger de la grille dont il peut encore effectuer la « résolution », c'est-à-dire celle dont il peut encore distinguer les lignes blanches des lignes noires. En divisant la valeur du chiffre correspondant à cette grille par celle de la distance exprimée

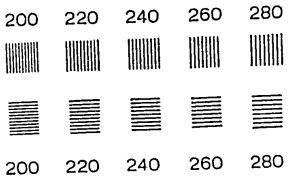


Fig. 2.
Grillage de Foucault.
Foucault's grids.

en mètres, on obtient la puissance de séparation de la lunette, exprimée en secondes sexagésimales.

Dans notre cas, nous avons employé non seulement les grilles de Foucault, mais aussi celles d'Argentieri, qui peuvent être utilisées de la même manière et dont la figure 3 donne les modèles.

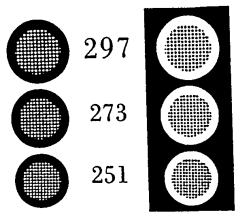


Fig. 3
Grillage d'Argentieri.
Argentieri's grids.

Cette méthode de détermination de la puissance de résolution peut sembler peu sensible, et surtout très subjective; nous n'en devons pas moins tenir compte de la valeur comparative d'un pareil essai, dont les résultats ont été tous obtenus par un même opérateur.

La puissance de pointage a été obtenue par évaluation de l'erreur

quadratique de pointage, toujours sur la même mire mobile du type Edison représentée par la figure 1.

La mire en question une fois placée sur une base maçonnée à 80 m de distance moyenne, et après mise à feu parfaite de la lunette, il a été procédé à l'exécution de deux séries de 20 pointages, effectués par deux observateurs différents sans toucher davantage à la lunette de l'instrument. Les carrés des écarts entre chaque lecture et la valeur moyenne ont permis de calculer l'écart quadratique moyen qui, divisé par la distance, a donné la valeur de l'erreur moyenne de pointage.

Les deux essais ont été réalisés à la lumière blanche naturelle, avec emploi de chaque collimateur dans son milieu habituel de service.

TABLEAU 2

Instrument	Grossissement de la lunette	Barrages	Pouvoir séparateur	Pouvoir de pointage	
			"	"	"
Galileo grand	60	Campiccioli-Camposecco	» 0	0 35	0,17
		S. Gustina	» 0	0,24	0.12
		Pantano d'Avio-Avio-Benedetto	1 6	0.38	0.24
		Poglia-Arno-Salarno-Baitone	» 3	0 21	0 09
		Sabbione-Morasco	1.9	0,31	0.16
		Vanmno-Busin	1.8	0,32	0.18
		Ancipa	» 5	0,40	0.16
» petit	45	Troma-Inferno-Pescegallo	3.0	0.60	0.30
		Villa di Chiavenna	» 8	0.51	0.25
Fennel grand	60	Malga Bissina	» 3	0.31	0.13
		Pian Palu	» 1	0,35	0.17
» petit	50	Ponte Murandin	3.2	0.60	0.19
		Malga Boazzo	3.0	0.60	0 24
		Lago delle Piazze	3.0	0.33	0.10
		Isolato	3.8	0.23	0.06
		Larecchio	1.1	0.37	0.09
		Alpe Cavalli	» 9	0 30	0.11
Kern DKM 3	45	Malga Bissina	3 0	0.40	0.20
		Campo	3.5	0,26	0 07
» DK 2	30	Togga-Kastell	3 1	0.45	0.15
		Codelago	3.0	0.55	0.14
» DK 1	20	Cangino	1.7	0,46	0.10
Wild T 3	40	Pescegallo-Rio Freddo	2.0	0.38	0.10
» T 2	27	Ozola	3.5	0.38	0.13
Salmoraghi	40	Careser	3.0	0.60	0.20
		Agaro	» 5	0.76	0.30
		Truzzo	2 8	0.31	0.11
Zeiss	50	Val Morta	» 7	0.40	0 15

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Bien entendu, on a eu soin d'opérer dans les meilleures conditions d'éclairage et de température et d'adopter toutes les précautions nécessaires à une bonne réussite des mesures.

Le Tableau 2 donne les valeurs des déterminations ainsi effectuées. La première colonne fournit l'indication du type de collimateur, la deuxième le nom des barrages pour lesquels il est employé, la troisième la puissance moyenne de séparation obtenue lors des deux essais respectivement sur grilles Argentieri et sur grilles de Foucault, la dernière le rapport entre puissance de pointage et puissance de séparation.

IV. — PRESCRIPTIONS D'EXÉCUTION.

Les considérations de nature générale avancées jusqu'ici, les difficultés signalées et la façon de les résoudre, l'étude des collimateurs illustrés au paragraphe précédent concourent à nous inspirer certaines conclusions et à nous dicter des prescriptions destinées à obtenir des résultats vraiment brillants dans la détermination des déplacements des barrages.

Les causes d'erreur susceptibles de compromettre l'exactitude des mesures peuvent être énumérées comme suit :

I. milieu ambiant;
II. instrument collimateur;
III. instruments accessoires.

I. Le milieu ambiant peut être responsable des erreurs suivantes :

a. erreurs dérivant de mouvements anormaux du pilier du collimateur et de la mire fixe;
b. erreurs dérivant des phénomènes de réfraction et de légère agitation de l'air.

II. Les erreurs suivantes peuvent être imputées au collimateur :

a. erreurs dérivant du défaut d'horizontalité de l'axe de rotation de la lunette;
b. erreurs dérivant de l'instabilité de la lunette au cours des observations;
c. erreurs personnelles des opérateurs.

III. Les instruments accessoires pourraient être responsables :

a. d'erreurs de centrage du collimateur;
b. d'erreurs de centrage des mires mobiles;
c. de mouvements anormaux des bases des mires mobiles et du collimateur.

Différentes mesures ont été envisagées pour remédier à ces erreurs. Nous les énumérons ci-après, dans l'ordre :

I.*a.* Il faut choisir opportunément la position du pilier du collimateur et de la mire fixe.

Tenons compte du fait que le pilier du collimateur doit être suffisamment proche des points examinés de la structure, tandis que la mire fixe peut être située à n'importe quelle distance. Il suffira d'étudier la dimension du signal de façon que la grandeur apparente de son image, donnée par l'objectif de la lunette, soit suffisamment grande compte tenu de la forme et de la dimension du réticule. Il est toujours préférable, d'autre part, que la mire fixe soit bien éloignée, car en pareil cas ses déplacements n'influeront que dans une faible mesure sur la stabilité du plan de référence. Nous illustrerons par quelques exemples les solutions particulières adoptées dans les cas où il n'a été possible de trouver, au voisinage de la structure, qu'une seule position stable, sur laquelle on a construit le pilier du collimateur.

I.*b.* Il est nécessaire que les observations soient effectuées à des heures appropriées du jour, où l'atmosphère est particulièrement tranquille.

De plus, la distance entre collimateur et mires mobiles doit être toujours contenue entre des limites aussi étroites que possible, afin de ne pas compromettre l'exactitude des observations, surtout aux endroits où les agitations atmosphériques se manifestent dans des proportions plus considérables.

Dans certains cas, il sera opportun que les observations soient exécutées la nuit, à la lumière artificielle; on aura soin d'assurer un éclairage satisfaisant. Nous mentionnerons également, en cette matière, la solution adoptée pour un barrage du Groupe.

II.*a.* Il est nécessaire que la sensibilité de la nivelle torique située à cheval de l'axe de rotation de la lunette soit proportionnelle à l'inclinaison que la lunette doit avoir afin de pouvoir opérer la collimation avec les mires fixes et les mires mobiles.

Représentons-nous, en effet, que par suite de l'impossibilité d'horizonter l'axe de rotation de la lunette, les erreurs commises dans la détermination des déplacements sont en fonction de la tangente de l'angle d'inclinaison et de la distance. Si nous indiquons en effet par ds l'erreur de détermination du déplacement, nous avons

$$ds = D\,i\,(\operatorname{tg} z_1 - \operatorname{tg} z_2),$$

où

D représente la distance entre mire mobile et collimateur;
i l'erreur d'inclinaison de l'axe de l'instrument;
z_1, et z_2 respectivement les angles de hauteur sous lesquels on aperçoit la mire fixe et la mire mobile.

Il faut donc vérifier également avec soin la rectification de la nivelle, en tenant compte que cet instrument est sujet à des dérèglements saisonniers dus aux variations de la température du milieu où l'instrument est employé. Il est nécessaire par conséquent de s'assurer, à chaque détermination, de la rectification de la nivelle susdite en

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

retournant la nivelle de façon à intervertir sa position sur ses appuis, et de compenser, même sans rectification, les petits dérèglements éventuellement constatés.

II.*b*. Il faut manier l'instrument, pendant l'observation, avec une délicatesse extrême; c'est là certainement la question la plus délicate, car elle dépend presque totalement du soin mis par l'opérateur à faire pivoter et à mettre à feu la lunette de l'instrument, en passant de la mire fixe à la mire mobile, et inversement.

Une règle qui s'impose à l'attention de l'opérateur, c'est celle de vérifier, après chaque lecture, si l'axe de collimation n'a pas été déplacé. A cet effet, il faut revenir à la mire fixe et vérifier l'exactitude de sa collimation après chaque lecture à la mire mobile.

De plus, pour que les mesures puissent être considérées comme indépendantes l'une de l'autre — question essentielle dans tous les types de mesure — il faut qu'à chaque répétition des lectures l'opérateur effectue systématiquement une nouvelle collimation de la mire fixe.

II.*c*. Il faut que l'opérateur soit bien reposé, et surtout que sa position soit commode pendant l'opération. Il sera nécessaire, à cet effet, non seulement de prévoir une plate-forme commode en béton autour du pilier du collimateur, mais aussi de protéger le pilier susdit, et par conséquent aussi l'opérateur et l'instrument, par une petite construction, de façon à créer un abri suffisant contre le vent, la pluie et le soleil.

Une question très importante regarde l'opérateur placé à la mire mobile, qui doit déplacer la mire sur ses patins de glissement, à l'aide du tambour micrométrique dont elle est munie, suivant les ordres reçus de l'opérateur posté à l'instrument.

Le mouvement à imprimer à la mire doit être rigoureusement continu et non saccadé, suffisamment rapide pendant la première phase d'approche et assez lent pendant la dernière phase, celle de perfectionnement du pointage.

Un accord devra donc s'établir entre les deux opérateurs, de façon à parvenir à un pointage parfait après un temps suffisamment bref pour éviter à l'opérateur et à l'instrument une fatigue excessive qui serait au détriment de l'exactitude des mesures.

Une autre question regarde l'un des défauts de l'œil humain, qui est systématiquement amené, lorsqu'il opère la collimation entre une ligne de foi et l'axe médian d'un intervalle, à arrêter systématiquement la ligne un peu en deçà ou un peu au-delà de la position correcte. Ce phénomène ne se manifestant pas de la même manière pour tous les observateurs, il faut, pour que les mesures soient indépendantes de toute question subjective, que l'opérateur placé à la mire mobile fasse parvenir alternativement le signal de collimation dans une direction et dans la direction opposée, sans invertir la direction pendant la phase d'affinage de la pointée. Bien entendu, les répétitions des mesures devront être toujours en nombre pair. Il est bon de répéter quatre fois les mesures.

L'étude des conditions de rectification des collimateurs devrait également considérer d'autres erreurs susceptibles d'influer sur la précision des mesures. Deux de ces erreurs se révèlent particulièrement importantes. La première regarde la position de l'axe de collimation par rapport aux autres axes instrumentaux, la seconde les variations de l'axe de collimation de la lunette pendant sa mise à feu pour des points qui se trouvent à différentes distances.

Ces conditions de rectification sont directement vérifiées par les constructeurs; alors que la première n'est généralement contrôlée à l'aide du collimateur fixe que pour les points situés à l'infini, la seconde devrait être suffisamment bien obtenue en phase d'usinage et de montage des parties mécaniques et optiques de la lunette: elles sont d'autre part très constantes, l'une et l'autre, dans le temps.

Aucune règle spéciale n'existe en tous cas pour éliminer leur influence sur les déterminations au cours des mesures, notamment pour les collimateurs de fabrication récente, où il s'avère impossible d'effectuer l'inversion de la lunette sur ses appuis.

En ce qui regarde les erreurs dérivant des points III.*a* et III.*b*, il est uniquement nécessaire que les références d'appui du collimateur et des mires soient toujours attentivement nettoyés afin de demeurer très propres au cours des mesures.

Quant au point III.*c*, il est nécessaire que les plaques de centrage du collimateur et des mires soient respectivement bien ancrées au pilier et à la structure. Dans certains cas, notamment sur les barrages à cote très élevée qui sont susceptibles de se recouvrir d'une épaisse couche de neige et de glace, on installe les mires mobiles sur le parapet du couronnement. N'oublions pas que cela s'avère possible uniquement là où le parapet est bien ancré à la structure au lieu d'être simplement appuyé dessus, car dans ce dernier cas les mouvements anormaux du parapet pourraient compromettre les déplacements réels mesurés au collimateur.

Quelques Exemples.

En guise de conclusion du présent Mémoire, nous estimons utile de citer quelques exemples de mesures choisis parmi les plus significatifs et concernant les barrages suivants :

a. Barrage du *Sabbione* (type Marcello à éléments évidés);
b. Barrage du *Pantano d'Avio* (poids allégé);
c. Barrage d'*Ozola* (à contreforts);
d. Barrage du *Rio Freddo* (à double courbure);
e. Barrage de *Pian Palù* (en blocs de béton).

Tous ces barrages sont la propriété de Sociétés appartenant au Groupe Edison de Milan

Les projets et la direction des travaux des barrages du Sabbione, Pantano d'Avio, Rio Freddo et Pian Palù ont été réalisés par le Service

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Construction Aménagements Hydroélectriques de la Société Edison, sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil.

a. Barrage du Sabbione.

Les figures 4 *a* et 4 *b* donnent, en plan et en coupe verticale, le schéma du système de collimation avec la position du pilier du collimateur, de la mire fixe et des mires mobiles.

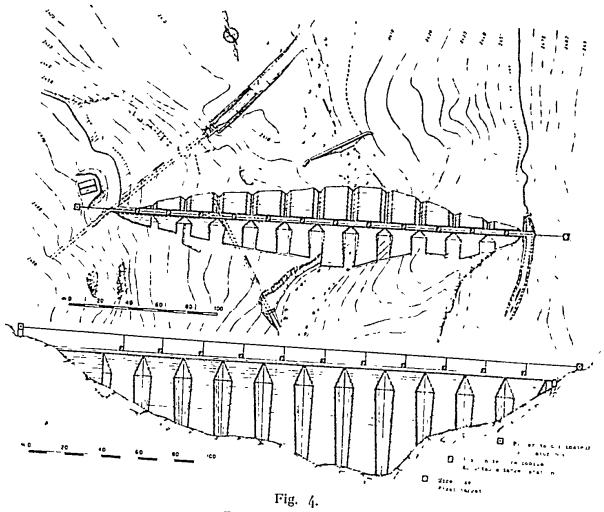


Fig. 4.
Barrage du Sabbione.
Sabbione dam.

La situation s'est présentée dès le début comme extrêmement simple, vu la nature de la roche à proximité des deux culées du barrage. On a pu en effet installer le collimateur et les mires de façon à contenir entre des limites très rapprochées les inclinaisons subies par l'axe de collimation de la lunette; on n'a d'autre part jamais constaté aucun tremblotement de l'atmosphère, sauf pendant les heures les plus chaudes de la journée.

L'erreur moyenne de détermination des déplacements, calculée pour le point le plus éloigné du collimateur — autrement dit, pour la

situation la moins favorable - a été évaluée à o,3 mm, valeur très peu élevée.

L'erreur moyenne de pointée concernant chacune des mires mobiles situées à différentes distances du collimateur a été calculée sur la base des mesures effectuées au cours de ces deux dernières années.

Le Tableau 3 donne, pour chaque mire, la distance qui la sépare du collimateur, l'erreur moyenne de détermination exprimée en millimètres et l'erreur moyenne correspondante de pointée en secondes sexagésimales.

Tableau 3

Erreurs quadratiques moyennes de détermination et de pointée calculée au Barrage du Sabbione.

Station.	Distance (m).	Écart quadratique moyen (mm).	Erreur de pointée
A	91	0,34	0,4
B	67	0,28	0,3
C	244	0,25	0,1
D	200	0,23	0,2
E	107	0,20	0,4
F	154	0,18	0,1
G	130	0,17	0,3
H	127	0,15	0,4
I	104	0,12	0,4
L	81	0,08	0,20
M	57	0,08	0,29
N	33	0,07	0,3

Comme on peut le voir clairement par les chiffres des deux dernières colonnes, l'erreur de détermination décroît des mires les plus éloignées aux mires les plus proches, tandis que l'erreur de pointée demeure pratiquement la même, sauf pour les deux mires les plus proches, qui subissent plus sensiblement l'influence de l'approximation de l'organe de lecture de la mire mobile.

L'erreur de détermination est donc manifestement proportionnelle à la distance.

Un autre indice sûr et impartial de l'exactitude des résultats atteints par l'emploi du collimateur nous est donné par le parfait accord entre ces résultats et ceux des pendules. Les différences maxima constatées sont en effet de l'ordre de quelques dixièmes de millimètre.

b Barrage du Pantano d'Avio.

Les figures 5 *a* et 5 *b* donnent en plan général et en coupe le schéma du système de collimation avec la position des piliers de visée du collimateur, des mires fixes et des mires mobiles.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

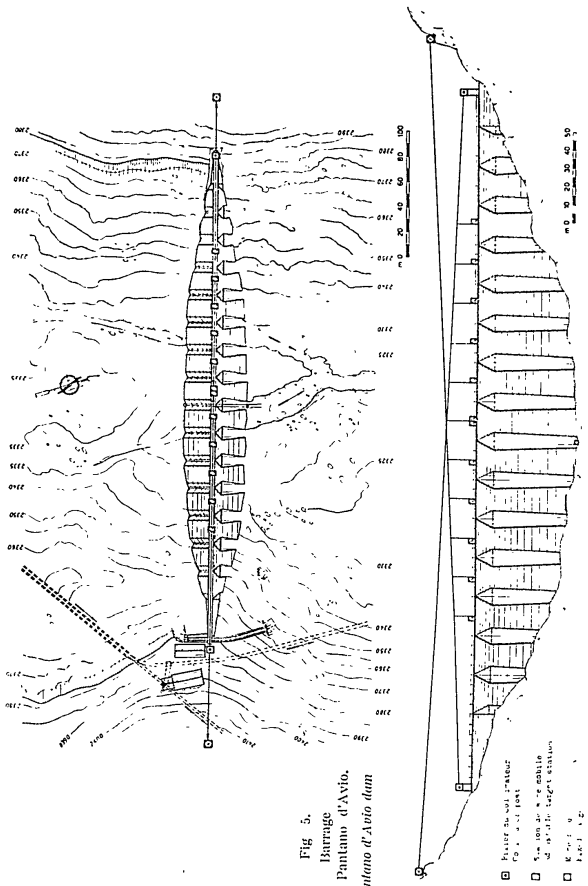


Fig. 5.
Barrage
de Pantano d'Avio.
Pantano d'Avio dam

La situation de la roche aux culées s'est révélée très favorable; on ne peut en dire autant de la stabilité atmosphérique : les tremblotements d'air qui se manifestent toute la journée le long du couronnement compliquent en effet les observations dans une mesure très considérable.

Il est vrai, d'autre part que ces tremblotements tendent à disparaître au fur et à mesure que les points repérés s'approchent de la station du collimateur, ou bien lorsque l'axe de collimation s'éloigne du couronnement en s'inclinant.

C'est pourquoi on a songé à créer deux stations de collimateur et à mettre en œuvre deux mires fixes. Ces dernières sont placées assez haut pour que les tremblotements d'air ne troublent pas les mesures. De plus, les mires mobiles vues de chaque pilier de visée ne concernent que la moitié de barrage la plus proche du pilier considéré. Les deux alignements ont en commun la mire mobile de l'élément central.

Ce système a en outre permis de contenir les distances entre collimateur et mires mobiles dans des limites permettant encore d'atteindre des précisions satisfaisantes.

Les mires fixes sont l'une et l'autre du type à plaque vernie; celle de la culée gauche est directement maçonnée sur la roche, celle de la culée droite est maçonnée sur un gros pilier bien ancré à la roche et complètement isolé du terrain environnant.

c. Barrage de l'Ozola.

Les figures 6 *a* et 6 *b* donnent en plan et en coupe le schéma du système de collimation, qui est du type angulaire.

On n'a trouvé, en effet, sur la rive gauche aucune position assez superficielle susceptible de permettre de situer avec certitude l'un des deux points de repère.

On a donc choisi, en aval du barrage et à une distance d'environ 300 m, sur un rocher solidement implanté, une position bien visible où l'on a maçonné un signal fixe. Le théodolite est installé sur un pilier fondé sur la roche, à la culée droite.

Des voyants appropriés ont été maçonnés sur chaque contrefort à examiner.

Les mesures angulaires sont exécutées à l'aide d'un théodolite Wild T 2 dont la précision, vu les faibles distances, a été jugée suffisante.

En effet, la mesure des angles est entachée d'une erreur quadratique moyenne de 0,7″.

d. Barrage de Rio Freddo.

Comme on peut le voir par la figure 7, les caractéristiques du barrage ne permettent les visées que sur trois points : l'un à la clé et deux du côté des appuis de la voûte.

La situation de la roche n'a pas été des plus favorables au système de collimation. Ce n'est en effet que sur la rive gauche qu'elle affleure. Le pilier du collimateur a donc été construit sur la rive droite et

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

raccordé à un socle de fondation autoportant ; toutes les précautions nécessaires ont été prises pour déterminer les mouvements éventuels de ce socle et par conséquent les variations du plan vertical de référence; les deux mires fixes ont été par contre maçonnées sur la paroi rocheuse de la rive gauche.

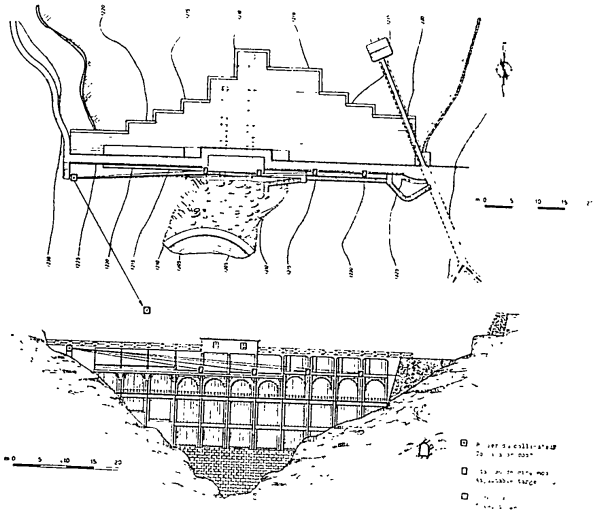


Fig. 6.
Barrage de l'Ozola
Ozola dam

L'instrument adopté — un théodolite Wild T 3 — peut être employé comme collimateur aussi bien que comme théodolite dans la triangulation géodésique.

Il ne porte aucune nivelle à cheval sur l'axe de rotation; cependant, grâce à la sensibilité élevée de la nivelle de l'alidade (7″ pour 2 mm), aux inclinaisons modérées subies par l'axe de collimation et à la possibilité d'exécuter les mesures dans les deux positions conjuguées de la lunette, son emploi comme collimateur ne présente aucune difficulté.

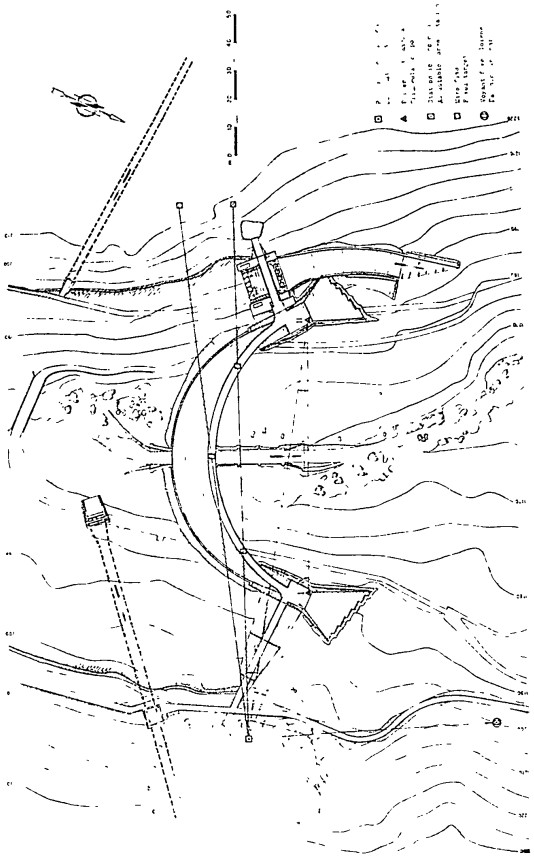


Fig. 7.
Barrage de Rio Freddo.
Rio Freddo dam.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les déplacements éventuels du pilier de visée de l'instrument sont déterminés par deux systèmes.

Le premier prévoit le raccordement aux deux sommets I et II de la triangulation moyennant mesure des trois angles du triangle A-I-II, comme indiqué par la figure 7. Les sommets I et II sont à leur tour reliés à la roche aval.

Cette mesure n'est cependant effectuée que lorsqu'on procède à la triangulation.

Un contrôle plus systématique prévoit par contre la mesure de l'angle α chaque fois qu'on exécute les mesures de collimation; α est l'angle que le plan de référence forme avec un plan vertical contenant un point très éloigné et stable en aval du barrage.

La variation de cet angle permet d'obtenir, par déduction, le déplacement éventuel du pilier dans une direction normale au plan de référence; et c'est là le déplacement le plus intéressant. Le point de repère étant en effet très éloigné, le déplacement du pilier dans son plan de référence contenant les mires fixes et mobiles ne produit que de faibles variations de l'angle α, tandis que le déplacement dans une direction normale à la première engendre, la mire fixe étant beaucoup plus proche, des variations angulaires sensibles.

c. Barrage de Pian Palù.

La situation a été compliquée d'emblée par la nature physique du sol.

On a en effet constaté qu'il n'existe sur la rive gauche, au voisinage immédiat de la culée du barrage, aucune position suffisamment stable permettant d'installer collimateur et mires mobiles. De plus, le terrain est caractérisé, du côté en question, par une pente considérable et ce n'est qu'au sommet de la montagne, à une grande distance, que la roche saine affleure libre de toute végétation boisée. Vu l'impossibilité de garantir toujours une excellente visibilité à pareille distance et à pareille cote, on a procédé de la façon suivante, clairement illustrée par le schéma de la figure 8.

La position des piliers de visée une fois choisie pour les trois alignements considérés, on a placé sur la crête de la montagne trois voyants, opportunément dimensionnés suivant la distance et les caractéristiques optiques de la lunette; on a ensuite déterminé sur les mêmes alignements, à distance rapprochée et toujours sur la rive gauche, trois stations pouvant servir pour les mires fixes comme pour les mobiles.

Chaque fois que cela s'avère possible, on détermine par des repères éloignés non seulement les mouvements des mires mobiles reliées à la structure, mais aussi les déplacements éventuels des repères voisins, qui n'interviennent que si la visibilité à longue distance est très faible.

Les fortes inclinaisons ont en outre imposé de munir le collimateur d'une nivelle extrêmement sensible, en vue de garantir la verticalité presque parfaite du plan de référence.

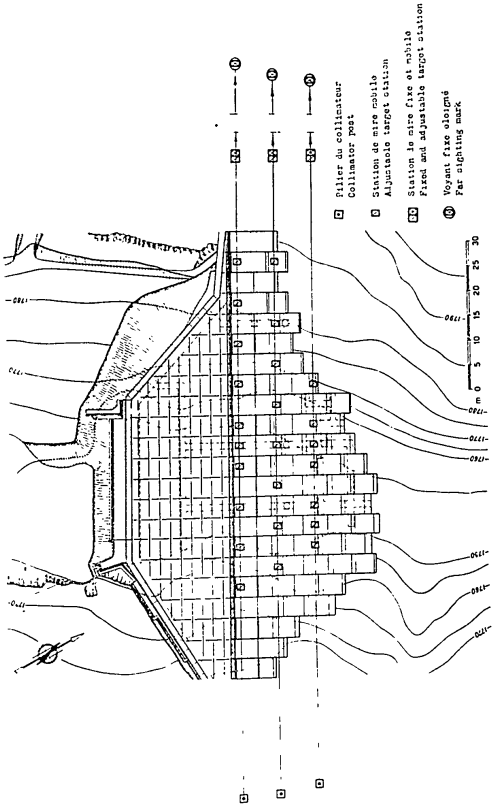


Fig. 8.
Barrage de Pian Palù.
Pian Palù' dam.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La méthode que nous venons d'examiner se voit imposer, comme nous l'avons dit, des restrictions considérables, surtout parce qu'elle ne permet que la détermination d'une seule composante du déplacement, mais il faut tenir compte d'autre part de la simplicité des mesures et surtout de la rapidité avec laquelle on peut mesurer les déplacements.

Ce dernier avantage est notable, surtout lorsqu'on a affaire à des structures sujettes à des mouvements journaliers considérables, que les autres méthodes de relevé peuvent se révéler impuissantes à mesurer de façon réellement appropriée. De plus, les mesures fournissent directement les valeurs des déplacements, sans l'obligation d'élaborations ultérieures.

En conclusion, le procédé indiqué n'offre pas seulement les garanties de sécurité nécessaires : il assure en outre des résultats franchement brillants dans l'étude des déformations, surtout pour certains types déterminés de barrages.

RÉSUMÉ.

Après avoir défini le principe de la méthode au point de vue géométrique et pratique et avoir illustré toutes les solutions théoriques possibles en ce qui regarde la mesure des déplacements des barrages à l'aide des collimateurs, on examine en particulier les instruments utilisés. On expose les conditions de rectification du collimateur et illustre les propriétés optico-mécanique exigées de cet appareil, ainsi que les caractéristiques fondamentales des mires et appareillages accessoires.

On a rapporté ensuite un certain nombre d'essais effectués pour la détermination du pouvoir séparateur et du pouvoir de pointée sur la plupart des collimateurs en service sur les barrages du Groupe Edison. Suivent un certain nombre de normes pour l'obtention des meilleurs résultats dans la détermination des déplacements et, à titre de conclusion, quelques exemples de mesures choisis parmi les plus significatifs et concernant différents types de barrages.

SUMMARY.

After a description of the method from the geometrical and practical standpoint and a review of all possible theoretical solutions covering measurement of dam deflections by means of collimators, the instruments are examined. Collimator adjustment conditions are stated, and the essential optical and mechanical requisites of this instrument are illustrated, as well as the main features of targets and subsidiary equipment.

The paper includes also reports on several tests intended to determine the separating and sighting capacity of the instrument, which were

carried out on most of the collimators installed on dams owned by the Edison Group. Some methods are also given for obtaining the best results in determining the deflections, and finally a mention is made of some of the most representative examples of measurements taken on dams of different types.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 63

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

ORGANISATION DES MESURES ET DES CALCULS POUR LA DÉTERMINATION DES DÉPLACEMENTS DU BARRAGE DE MALGA BOAZZO PAR LA MÉTHODE GÉODÉSIQUE (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN (1)

Parmi les principales attentions qui retiennent l'attention des expérimentateurs lors de la détermination des déplacements d'un barrage par les méthodes géodésiques, il y a lieu de considérer, en plus de l'organisation des opérations sur place, celle des calculs d'élaboration des mesures.

Cette dernière constitue en effet l'un des efforts les plus laborieux vu la complexité des longs calculs nécessaires à la détermination des déplacements par la méthode de la triangulation géodésique

Le présent Mémoire a pour but d'exposer les artifices de calcul adoptés par le Bureau de la Société Edison en vue de simplifier et

(*) *Set-up of measurements and calculations for ascertainment of deflections in the Malga Boazzo Dam by geodetical method.*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, dirigé par M. Claudio Marcello Ingénieur-Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M. Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil), avec la participation particulière de M. Alfredo Marazio, Ingénieur civil.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

d'accélérer les calculs de compensation des mesures et de parvenir à la détermination des déplacements les plus probables de tel ou tel point

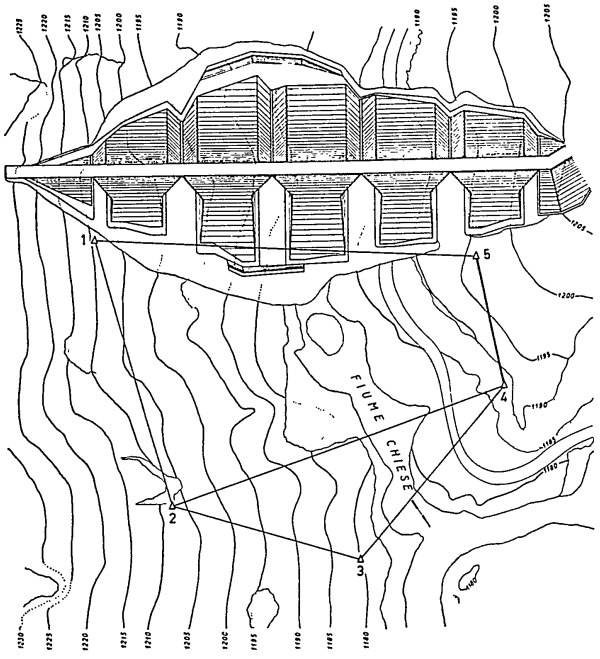


Fig 1.

Barrage de Malga Boazzo.
Schéma de la triangulation.
△ Piliers de la triangulation.
— Côtés de la triangulation.
— Base mesurée

Malga Boazzo Dam.
Triangulation layout
△ *Triangulation posts*
— *Triangulation sides.*
— *Measured base.*

des structures examinées. Pour simplifier l'exposition, nous allons considérer un cas pratique, et précisément la triangulation exécutée sur le Barrage de Malga Boazzo, dont le schéma est donné par le dessin de la figure 1.

Le barrage en béton est en partie du type Marcello à éléments évidés et en partie poids massif. Il a une hauteur maximum de 47 m et une longueur totale de 113 m. Il appartient à la S. I. A. C., une Société du Groupe Edison. Ce barrage a été projeté et construit par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques de la Société Edison, sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil.

I. LES MESURES.

1. Le réseau de triangulation est constitué par toutes les directions doublement observées reliant les cinq sommets installés en aval du barrage (*fig.* 1).

Les piliers 1, 2, 4 et 5 sont solidement implantés sur la roche, tandis que le pilier 3 a été construit sur terrain de remblai et sert uniquement à assurer la détermination du déplacement de certains points du barrage, non visibles des piliers restants. Le pilier 3 est donc sujet à des mouvements anormaux, même si ces derniers sont contenus entre des limites très rapprochées.

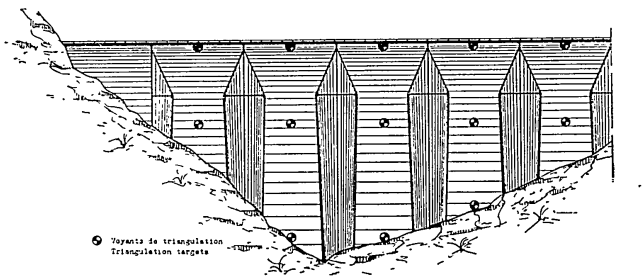


Fig. 2.

Barrage de Malga Boazzo.
Malga Boazzo Dam.

La base de triangulation est constituée par le côté 4-5 du réseau; elle est mesurée à l'aide d'un basomètre à station fixe.

Le déplacement des points du barrage est déterminé par intersection des sommets de la triangulation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les intersections sont généralement triples; certains sont quadruples ou quintuples; deux seules sont simples. Les points du barrage observés résultent du dessin de la figure 2; le chiffre inscrit à côté de chacun d'eux représente l'ordre de l'intersection s'y rapportant.

Le rapport entre la longueur de la base mesurée et la longueur maximum de la triangulation se chiffre approximativement par 1 : 3; il est assez élevé pour assurer une précision considérable dans la détermination des déplacements. Les dénivellations entre les piliers sont elles-mêmes de nature à assurer des angles verticaux suffisamment limités. Les piliers sont en forme de tronc de pyramide: la face supérieure est de faibles dimensions, en vue d'assurer la visibilité de la mire même pour les inclinaisons maxima.

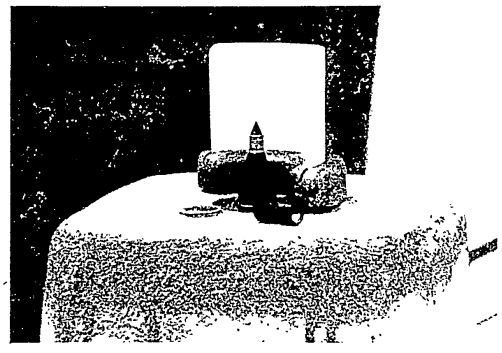


Fig. 3
Sommet du pilier de triangulation avec signal et écran.
Top of triangulation post with target and screen

Le centrage de la mire et du théodolite est obtenu en maçonnant sur la tête du pilier un boulon en cuivre jaune portant un trou calibré dans lequel on peut passer le pivot du voyant, ou bien une sphère vissée à la base d'appui de l'instrument coaxial de l'axe principal de l'instrument susdit. La verticalité de l'axe du trou du boulon maçonné — nécessaire en vue d'éviter l'excentricité du voyant — est obtenue au moyen d'une nivelle spéciale.

Le voyant (*fig.* 3) de forme conique et terminé par une petite pointe, est verni en noir opaque pour éviter les phénomènes de réflexion.

Chaque voyant est muni d'un écran en plexiglas opalin servant non seulement de fond lumineux, mais aussi d'abri de la mire, en vue d'éviter toute erreur de phase: chaque sommet a son voyant et les deux portent le même numéro.

Les points choisis sur le barrage sont partie matérialisés par les voyants coniques identiques à ceux de la triangulation et par un système de concentration analogue, partie identifiés par des repères de pointage directement maçonnés sur le parement du barrage et dont le dessin est constitué par trois petits cercles blancs sur fond noir, obtenus par traitement chimique sur plaque d'aluminium.

L'évaluation des angles de la triangulation a été effectuée à l'aide du D. K. M. 3 centésimal à lecture directe de 1 cc, muni de lunette à miroirs à 15 grossissements. L'instrument en question porte une plaque d'appui spéciale à centrage obligé, en vue de son emploi sur pilier (*fig.* 4). La mesure des variations de longueur de la base est effectuée à l'aide d'un basomètre à station fixe, dont la description est donnée par un autre Mémoire. Les lectures de l'organe de mesure du basomètre sont effectuées par estimation, au dixième de millimètre.

2. En ce qui concerne l'exécution des mesures, un soin tout particulier a été accordé à l'établissement de la succession des opérations ainsi que du temps nécessaire à chaque station.

Il est reconnu qu'un théodolite moderne à haute précision du type de celui qui a été employé, présente l'avantage de ne donner lieu qu'à des erreurs instrumentales très faibles et à des approximations de pointage et de lecture telles que les erreurs moyennes d'observation d'une direction donnée demeurent inférieures à 2 cc.

Pour accroître la précision des mesures angulaires, on effectue généralement plusieurs mesures à des intervalles différents du cercle; on a pu constater qu'on obtient des précisions satisfaisantes dans les conditions d'ambiance moyennes en répétant les mesures trois ou quatre fois. Dans certains cas, cependant, le nombre de ces répétitions n'augmente pas seulement la précision des mesures angulaires, mais diminue la précision globale de la triangulation.

C'est ce qui arrive lorsque les sommets de la triangulation subissent des mouvements au cours des mesures.

Il est nécessaire, en pareil cas, de réduire le nombre des répétitions en vue d'abréger la durée des opérations. On obtiendra de la sorte des mesures angulaires d'une précision moins poussée, mais toujours suffisante, et d'autre part la précision d'ensemble des opérations en bénéficiera grandement.

Dans le cas de Malga Boazzo, vu l'absence de tout pilier solidaire du barrage, ces considérations ne sont valables que pour les intersections sur les repères solidaires de la structure

Les opérations ont été par conséquent partagées en deux phases : la première de levé de la triangulation entre les piliers aval, qui sont sûrement stables pendant l'intervalle de temps nécessaire aux mesures; la deuxième d'évaluation des angles des intersections sur les points solidaires du barrage, qui sont les points susceptibles de se déplacer au cours des opérations.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Pour l'exécution de la triangulation, chaque station angulaire est répétée quatre fois, avec rotation du cercle de 50 g à chaque répétition. La durée globale de cette opération — effectuée au cours des heures les plus opportunes de la journée, partie dans la matinée, partie le soir — est de 6 h environ, compte tenu du temps mis par l'opérateur pour se transporter d'un pilier à l'autre.

En ce qui concerne par contre le levé des angles des intersections, les mesures ne se répètent que deux fois au cours des premières heures de la matinée, et le temps nécessaire n'atteint que 1 h. On est garanti, de telle sorte, contre les indéterminations dérivant des mouvements journaliers de la structure.

En ce qui concerne la mesure de la base, les déterminations au basomètre étant très simples et très rapides, les lectures sont répétées toutes les heures au cours de la triangulation, afin de suivre les variations thermiques du basomètre et de déterminer avec plus de précision les modifications éventuelles de longueur de la base.

II. — LES CALCULS.

1. Le travail le plus considérable à effectuer au cours de la détermination des déplacements d'un barrage par la méthode de la triangulation géodésique réside dans le calcul de compensation des mesures.

On sait que ce calcul peut être abordé par des méthodes approximatives ou par des méthodes rigoureuses. Les premières ne peuvent être cependant considérées comme avantageuses que pour des réseaux très simples; dans les cas dont nous nous occupons, la complexité des mesures impose de ne pas les adopter.

Les méthodes rigoureuses appliquent, comme nous savons, les deux principes fondamentaux des observations indirectes et conditionnées.

La première méthode permet de tirer de certaines valeurs approximatives des coordonnées des sommets les corrections les plus probables, de la solution d'un système composé de $2n - 3 - B$, équations linéaires, où n représente le nombre des sommets et B le nombre des bases.

La seconde méthode donne les corrections à apporter aux directions mesurées.

On parvient à la détermination des corrections par le calcul des corrélatifs, dont les valeurs numériques sont obtenues par résolution d'un système composé d'un nombre d'équations linéaires égal à celui des mesures excédentaires effectuées. Les directions ainsi compensées permettent le calcul de la triangulation et par là des coordonnées des sommets.

Les critères de choix entre les deux méthodes et leurs principes théoriques ont fait l'objet de Mémoires précédents (2). Pour la triangulation de Malga Boazzo, la méthode des observations indirectes a été estimée la plus avantageuse : elle permet de déterminer directement les déplacements les plus probables des points du barrage à partir des variations des directions mesurées et d'obtenir en outre les précisions s'y rapportant, comme nous le verrons par la suite.

(2) M. Cunietti et V. Marazio, *Applicazioni del metodo di calcolo per variazioni di coordinate a triangolazioni per scopi speciali* (*Rivista del Catasto e dei S.T.T.E.E.*, Nuova serie, Anno X, N. N., 5 juni 1955), A. Marazio, *Metodi e strumenti geodetici nello studio delle deformazioni delle grandi strutture in cemento armato* (*Giornale del Genio Civile*, fascicolo 5°, maggio 1956)

2. Comme le montre la figure 1, le nombre des directions mesurées atteint le total de 50, d'où les 50 relations d'observation

$$(1) \qquad -a\,dx_i + a\,dx_j - b\,dy_i - b\,dy_j - d\theta_{ij} = V_{ij}$$

dont les coefficients

$$a = \frac{\sin\theta_{ij}}{(x_j - x_i)\,\text{arc}\,1''}, \qquad b = \frac{\cos\theta_{ij}}{(y_j - y_i)\,\text{arc}\,1''}$$

figurent dans le Tableau 1, et

$$(2) \qquad d\theta_{ij} = \theta''_{ij} - \theta''_{ij},$$

où θ''_{ij} représente la direction initiale compensée et θ''_{ij} la même direction observée dans la $n^{\text{ième}}$ triangulation.

A ces 50 équations, qui contiennent une équation du type

$$-a\,dx_i + a\,dx_j - b\,dy_i - b\,dy_j = 0$$

(qui impose à l'axe x du système de référence de coïncider avec le côté ij de la triangulation et deux équations du type

$$dx_i = 0, \qquad dy_i = 0$$

(qui imposent la nullité des variations des coordonnées du point i, pris pour origine des axes), nous devons en ajouter une troisième, du type

$$(3) \qquad A\,dy_j - A\,dy_i - B\,dx_j - B\,dx_i = 0$$

due à la mesure de la base, où

$$A = y_j - y_i \qquad \text{et} \qquad B = x_j - x_i$$

les points j et i étant les extrémités de la base.

En combinant ces équations suivant la méthode des moindres carrés, nous avons obtenu le système des six équations normales dont la résolution sous forme indéterminée a donné lieu à sa matrice inverse, contenue dans le Tableau 2.

Le produit des matrices contenues dans les Tableaux 1 et 2 a permis d'obtenir la matrice rectangulaire du Tableau 3, sur six colonnes (inconnues du système) et 50 lignes (variations observées des directions). Au pied du Tableau, nous trouvons l'équation résolutive de l'inconnue dx_4, déplacement suivant l'axe des x de l'extrémité 4 de la base.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 1

n°	p	c	d_x				d_y				d_{x1}	d_{y1}	Δ_5
	1	2	+ 3,11174	+ 4,20456		+ 5,71539	+ 9,06827	+ 4,46286	+ 1,71859	0	- 3,11174 - 4,20456 - 5,71539	- 9,06827 - 4,46286 - 1,71859	0
		3									0	0	
		4											
		5											
	dx_1		+ 0,77794	+ 1,07114	+ 1,42805	+ 2,26707	+ 1,16571	+ 0,47957	0	- 3,27792	- 3,84236	0	
	2	1	+ 3,11174	+ 9,06827							- 3,11174	- 9,06827	
		2	- 12,24513				+ 3,12542	+ 2,71481	- 4,36705				+ 5,01939
		3											
		4	- 6,81741										
		5	- 5,01939										
	dx_2		- 5,41752	+ 3,23629	+ 1,70435	+ 3,25618	+ 0,78136	- 0,67870	- 1,09176	- 0,77794	- 2,26707	+ 1,25482	
	3	1	+ 4,20456				+ 4,46286				- 4,20456	- 4,46286	
		2	+ 12,24513				+ 3,12542						
		3	- 7,14476				+ 9,06737						+ 2,66602
		4											
		5	- 2,66602				+ 7,67346						
	dx_3		- 3,23608	+ 1,85413	+ 1,78619	- 0,28136	+ 6,13208	- 2,26684	- 1,91837	- 1,07114	- 1,16572	+ 0,66651	
	4	1		+ 5,71539			+ 1,71859				- 5,71539	- 1,71859	
		2	+ 6,81741	+ 6,81741			+ 2,71481						
		3	- 7,14476	+ 7,14476			+ 9,06737						- 5,28146
		4		+ 5,28146			+ 19,28277						
		5					- 19,28277						
	dx_4		- 1,70435	- 1,78619	+ 6,23976	+ 6,03810	+ 2,26684	+ 2,30472	- 4,82069	- 1,42885	- 0,47957	- 1,32057	
	5	1											
		2	+ 5,01939			+ 4,36705			+ 4,36705		0	0	0
		3		+ 2,66602			+ 7,67346		+ 7,67346		+ 4,36705 + 7,67346	+ 5,01939 + 2,66602	+ 5,01939 + 2,66602
		4			+ 5,28146			+ 19,28277	- 19,28277		- 19,28277	- 5,28146	- 5,28146
	dx_5		- 1,25482	- 0,66651	+ 1,32037	+ 1,09176	+ 1,91837	+ 4,82069	- 7,67346	+ 1,09176	0	0	+ 0,60096
	4	5			- 3,07114			+ 0,84117	- 0,84117				+ 3,07114

3. Les calculs rapidement illustrés au paragraphe précédent sont effectués une seule fois au terme de la première triangulation et servent à obtenir par déduction les déplacements que les piliers ont subi pendant l'intervalle de temps entre la première série de mesures et les séries suivantes. En effet, les variations maxima des directions d'une triangulation à la triangulation suivante sont contenues entre des limites de quelques dizaines de secondes, et de ce fait les coefficients des relations d'observation (1) peuvent être considérés comme pratiquement constants.

TABLEAU 2

	$[a\ d\theta]$	$[b\ d\theta]$	$[c\ d\theta]$	$[d\ d\theta]$	$[e\ d\theta]$	$[f\ d\theta]$
$d\ x\ 2$	+ 0,049"29	+ 0,046"57	- 0,028"82	- 0,060"31	-0,078"69	- 0,072"81
$d\ x\ 3$	+ 0,046"56	+ 0,050"51	- 0,023"75	- 0,058"01	- 0,081"16	- 0,076"37
$d\ y\ 2$	- 0,028"81	- 0,023"74	+ 0,027"40	+ 0,042"01	+ 0,048"34	+ 0,043"91
$d\ y\ 3$	- 0,060"30	- 0,058"01	+ 0,042"02	+ 0,095"60	+ 0,112"62	+ 0,104"45
$d\ y\ 4$	- 0,078"69	- 0,081"17	+ 0,048"36	+ 0,112"63	+ 0,148"75	+ 0,139"54
$d\ y\ 5$	- 0,072"82	- 0,076"39	+ 0,043"94	+ 0,104"47	+ 0,139"55	+ 0,132"98

Voyons maintenant la façon dont a été organisé le calcul qui doit être effectué après chacune des triangulations successives.

Le Tableau 4 contient dans la première colonne les valeurs compensées initiales θ'_i se rapportant à chacune des cinq stations effectuées sur les piliers de triangulation.

La deuxième colonne contient par contre les valeurs brutes des directions mesurées à l'aide du théodolite dans la $n^{\text{ième}}$ triangulation. La valeur moyenne des directions mesurées, calculée pour chacune des cinq stations, est reporté au bas de chaque tableau.

La troisième colonne contient les différences valeur — θ actuelle — de chaque direction mesurée à partir de sa valeur moyenne correspondante. Les differences θ actuelle $- \theta'_{ij} = d\theta_n$ représentent les variations angulaires subies par les directions à cause du déplacement subi par les sommets pendant l'intervalle de temps entre la $n^{\text{ième}}$ triangulation et la triangulation initiale.

Comme cependant les $d\theta$ ne se manifestent pas seulement par suite du déplacement des sommets, mais aussi à cause des variations Δb de longueur de la base mesurée, nous avons rassemblé dans la cinquième colonne, pour tenir compte de ce phénomène, les coefficients

$$d = -\frac{a l_0}{A},$$

où a et A sont les coefficients des équations (1) et (3) et l_0 la longueur approximative de la base. Il faut multiplier par ces grandeurs la varia-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tion Δb que la base a subie entre la $n^{ième}$ triangulation et la première pour calculer le terme qui, ajouté aux dy^{00}, permettra d'obtenir les dy corrigés contenus dans la neuvième colonne.

Le produit de cette dernière colonne par chacune des colonnes du Tableau 3 permet de calculer les déplacements des sommets de la triangulation.

TABLEAU 3

PIL.	PV	dX2	dX3	dY2	dY3	dY4	dY5
1	2	- 0,024	- 0,003	+ 0,073	+ 0,044	+ 0,033	+ 0,026
	3	+ 0,002	+ 0,014	+ 0,008	+ 0,048	+ 0,017	+ 0,014
	4	- 0,061	- 0,079	+ 0,004	+ 0,057	+ 0,110	+ 0,105
	5	+ 0,084	+ 0,068	- 0,086	- 0,149	- 0,160	- 0,145
2	1	+ 0,019	+ 0,005	+ 0,036	+ 0,030	+ 0,034	+ 0,037
	3	- 0,007	+ 0,019	- 0,011	+ 0,033	+ 0,009	+ 0,008
	4	- 0,084	- 0,095	+ 0,025	+ 0,071	+ 0,121	+ 0,114
	5	+ 0,072	+ 0,071	- 0,050	- 0,134	- 0,163	- 0,159
3	1	+ 0,024	+ 0,012	0	+ 0,008	+ 0,021	+ 0,028
	2	- 0,028	+ 0,010	+ 0,018	+ 0,008	+ 0,012	+ 0,011
	4	- 0,072	- 0,094	+ 0,027	+ 0,087	+ 0,114	+ 0,109
	5	+ 0,077	+ 0,072	- 0,045	- 0,103	- 0,147	- 0,147
4	1	+ 0,019	- 0,003	- 0,023	- 0,015	+ 0,017	+ 0,031
	2	- 0,048	- 0,026	+ 0,035	+ 0,013	+ 0,028	+ 0,030
	3	- 0,014	- 0,016	+ 0,008	+ 0,055	+ 0,017	+ 0,022
	5	+ 0,042	+ 0,045	- 0,021	- 0,052	- 0,062	- 0,083
5	1	+ 0,051	+ 0,024	- 0,053	- 0,072	- 0,049	- 0,024
	2	- 0,004	+ 0,020	+ 0,019	- 0,042	- 0,053	- 0,048
	3	+ 0,023	+ 0,031	- 0,005	+ 0,015	- 0,040	- 0,040
	4	- 0,071	- 0,075	+ 0,039	+ 0,098	+ 0,142	+ 0,112

$dX4 = 0{,}274\, dY4 - 0{,}274\, dY5 + dX5 - 1{,}0367\, \Delta b$

Tout ce qui vient d'être dit nous prouve la simplicité et la rapidité du calcul nécessaire à l'obtention des valeurs des déplacements: en effet, le temps nécessaire à l'exécution de ce calcul se chiffre en moyenne par 2 h environ de travail.

Bien entendu, la préparation des Tableaux 1, 2, 3 et 4 a demandé un temps considérablement plus long, c'est-à-dire environ cinq journées de travail pour un calculateur habile et rapide. Il faut cependant considérer que ce travail doit se subdiviser entre quelques dizaines de triangulations.

Nous avons déjà dit qu'il est possible de calculer également les erreurs quadratiques moyennes m_x, et m_y, de détermination des variations dx et dy des coordonnées des sommets de la triangulation.

Il est reconnu, en effet (3), que les éléments de la diagonale principale de la matrice invertie du système normal contenue dans le Tableau 2 sont les coefficients du poids D.

TABLEAU 4

PIL	PV	g_{ij}	α	α ACTUELLE	d α^{cc}	d	$d\alpha \cdot d\alpha_{AB}$	$d\alpha \cdot d\alpha_{AB} + d\alpha_{AC} \cdot d\alpha_{AB}$
1	2	+ 41.3968				- 1.481		
	3	+ 15.1303				- 1.481		
	4	- 18.9674				+ 4.444		
	5	- 37.5598				- 1.481		
		Medias						
2	1	+ 222.8748				- 1.767		
	3	- 41.0011				- 1.767		
	4	- 80.2081				+ 5.301		
	5	- 101.6655				- 1.767		
3	1	+ 169.8042				- 1.852		
	2	+ 132.1948				- 1.852		
	4	- 140.4006				+ 5.556		
	5	- 151.5984				- 1.852		
4	1	- 186.3907				- 0.544		
	2	+ 170.8907				+ 0.559		
	3	+ 137.5024				+ 0.938		
	5	- 122.0024				- 0.994		
5	1	- 239.6711				- 2.406		
	2	- 114.7452				- 2.406		
	3	+ 81.6164				- 2.406		
	4	+ 43.3095				+ 4.107		

Le produit

$$m = m_0 D \quad \text{ou} \quad m_0 = \pm \sqrt{\frac{[vv]}{n-m}},$$

où

les v sont les écarts définis par les équations (1) et calculables au moyen des coefficients du Tableau 1,

(3) A. MARCANTONI, *Sul significato dei « coefficienti ausiliari » usati nel metodo dei minimi quadrati per la risoluzione del sistema normale Gaussiano* (*Rivista del Catasto e dei S.S.T.T.E.E.*, n. 4, 1950)

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

n est le nombre des directions mesurées;
m est le nombre des inconnues;
ce produit, disons-nous, permet le calcul des erreurs moyennes.

L'ensemble de ces calculs exige approximativement 1 h de travail

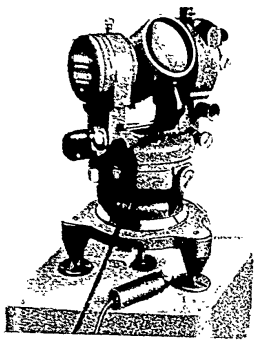


Fig. 4
Théodolite D. K. M. 3 sur pilier.
D. K. M. 3 theodolite mounted on post.

4. Une méthode analogue a été adoptée pour la résolution du problème de la détermination des points au moyen d'intersections simples et multiples.

Il a fallu néanmoins tenir compte, en pareil cas, que les directions allant des piliers de la triangulation au point solidaire du barrage ne sont pas seulement variables sous l'effet du déplacement que le point subit dans le temps: leurs variations dépendent également du mouvement probable du pilier. Le principe théorique de développement du calcul de compensation est illustré en détail dans la Note précédemment citée.

Le Tableau 5 met en rapport en effet les variations dx et dy des coordonnées des sommets de la triangulation, en même temps que les variations $d\alpha$ des directions relatives à chaque repère solidaire du barrage, avec les variations dX et dY du repère en question. Il suffit, en effet, de faire la somme des produits des coefficients contenus dans chaque ligne du tableau par les variations dx et dy des coordonnées des piliers, calculées par la méthode du paragraphe III, et par la variation $d\alpha$

TABLEAU 5

Q	CONNEX	d	dX2	dX3	dX4	dY2	dY3	dY4	dY5	dZ1	dZ2	dZ3	dZ4	dZ5
1226,50	1	dx	+ 0,276	+ 0,286	— 0,012	+ 0,159	— 0,130	+ 0,059	+ 0,565	+ 0,026	+ 0,044	+ 0,048	+ 0,057	
		dy	+ 0,195	+ 0,181	— 0,007	+ 0,113	— 0,082	+ 0,034	+ 0,372	+ 0,017	+ 0,031	+ 0,031	+ 0,033	
	2	dx	+ 0,053	+ 0,119	+ 0,017	+ 0,046	— 0,038	+ 0,087	— 0,237	— 0,047	+ 0,013	+ 0,023	+ 0,035	
		dy	+ 0,159	+ 0,229	+ 0,020	+ 0,173	— 0,073	+ 0,102	+ 0,561	+ 0,020	+ 0,049	+ 0,045	+ 0,041	
	3	dx	— 0,229	— 0,045	+ 0,092	— 0,240	+ 0,011	+ 0,555	— 0,523		— 0,099	— 0,012	+ 0,115	
		dy	+ 0,173	+ 0,197	+ 0,017	+ 0,179	— 0,049	+ 0,105	+ 0,727		+ 0,074	+ 0,053	+ 0,022	
	4	dx	— 0,184	— 0,100	— 0,047	— 0,130	+ 0,043	+ 0,025	— 0,911		— 0,125	— 0,047	+ 0,101	
		dy	+ 0,077	+ 0,100	— 0,019	+ 0,054	— 0,043	+ 0,130	+ 0,589		+ 0,052	+ 0,047	+ 0,040	
	5	dx	— 0,236	— 0,062	— 0,490	+ 0,038	+ 0,127	+ 1,118	— 1,466		— 0,192	— 0,082	+ 0,106	
		dy	+ 0,009	+ 0,018	— 0,310	— 0,001	+ 0,038	+ 0,107	+ 0,217		+ 0,007	+ 0,024	+ 0,067	
1206,50	1	dx	— 0,470	+ 0,369	+ 0,026	— 0,321	— 0,122	+ 0,117	+ 0,056		+ 0,073	+ 0,049	+ 0,157	
		dy	+ 0,712	+ 0,169	— 0,007	+ 0,487	— 0,067	— 0,032	+ 0,687		+ 0,110	+ 0,027	— 0,044	
	2	dx	+ 0,030	+ 0,053	+ 0,019	+ 0,012	— 0,012	+ 0,036	+ 0,120	— 0,035	+ 0,003	+ 0,010	+ 0,037	+ 0,022
		dy	+ 0,204	+ 0,233	+ 0,033	+ 0,233	— 0,052	+ 0,064	+ 0,569	+ 0,022	+ 0,054	+ 0,043	+ 0,029	+ 0,016
	3	dx	— 0,055	— 0,049	+ 0,031	— 0,089	+ 0,004	+ 0,077	— 0,020		— 0,031	— 0,013	+ 0,016	+ 0,053
		dy	+ 0,111	+ 0,200	+ 0,058	+ 0,178	— 0,018	+ 0,147	+ 0,641		+ 0,062	+ 0,052	+ 0,030	— 0,006
	4	dx	— 0,037	— 0,063	— 0,015	— 0,047	+ 0,010	— 0,138	+ 0,200		— 0,039	— 0,032	— 0,015	+ 0,037
		dy	+ 0,047	+ 0,091	+ 0,036	+ 0,059	— 0,015	+ 0,341	+ 0,550		+ 0,049	+ 0,046	+ 0,037	— 0,001
	5	dx	— 0,138	— 0,034	— 0,369	+ 0,033	+ 0,092	+ 1,079	— 1,352		— 0,167	— 0,081	+ 0,085	
		dy	+ 0,007	+ 0,009	— 0,250	— 0,002	— 0,024	+ 0,712	+ 0,195		+ 0,008	+ 0,021	— 0,058	
1197,70	1°	dx	— 0,057	+ 0,077		— 0,082		— 0,064	— 0,064		— 0,015		+ 0,048	+ 0,066
		dy	+ 0,363	+ 0,038		+ 0,524		+ 0,031	+ 0,405		+ 0,093		+ 0,023	— 0,007
1183,20	2°	dx	0			— 0,001			— 0,001	— 0,093	0			
		dy	+ 0,067			+ 0,408			+ 0,590	— 0,057	— 0,135			
1186,20	3°	dx	+ 0,003			+ 0,011			+ 0,036	— 0,124	+ 0,000			
		dy	— 0,097			+ 0,250			+ 0,789	— 0,103	+ 0,181			

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 6

PILIERS REPÉRAGE P.V.		1 dℓ	5 dℓ°	1 d α cc	2 5 dℓ°	5 d α cc	3 5 dℓ°	5 d α cc	4 1 dℓ°	1 d α cc	5 1 dℓ°	1 d α cc
1226.50	1	—	335.7197	—	336.0326	—	341.9658	—	10.9256	—	—	—
	2	—	368.9159	—	353.6262	—	354.4784	—	19.1771	—	—	—
	3	—	—	—	369.5866	—	368.8359	—	31.6043	—	—	—
	4	—	—	—	382.5663	—	383.8385	—	50.3856	—	—	—
	5	—	—	—	392.5623	—	397.9447	—	75.7541	—	—	—
1208.50	1	—	—	—	335.4720	—	339.4632	—	6.6274	—	—	—
	2	—	382.1757	—	354.7907	—	352.7407	—	14.3625	—	9.8369	—
	3	—	—	—	372.1902	—	368.3411	—	26.5734	—	16.2353	—
	4	—	—	—	385.6507	—	384.5422	—	46.2167	—	37.8956	—
	5	—	—	—	395.7639	—	399.7579	—	75.9013	—	—	—
1187.70	1°	—	—	—	352.5738	—	—	—	6.5383	—	399.9847	—
1183.10	2°	—	0.1090	—	380.5502	—	—	—	—	—	—	—
1188.20	3°	—	397.0608	—	389.2303	—	—	—	—	—	—	—

$d\alpha^{cc} = d\ell - d\ell^{\circ}$

des angles mesurés, pour obtenir les variations dX et dY des coordonnées des points du barrage.

Pour le calcul des dz, on emploie le Tableau 6 qui donne, pour chaque station, la valeur initiale compensée des angles mesurés.

La différence entre la valeur brute mesurée dans la $n^{ième}$ triangulation et la valeur initiale mentionnée par le Tableau 6 représente la valeur de dz cherchée.

Ce calcul, également très simple, exige environ ½ h de travail.

Nous pouvons affirmer, en conclusion, que ces élaborations ne constituent pas un labeur difficile et imposant, mais il est bon d'insister sur l'idée que si la compensation améliore les résultats, et si les artifices de calcul dont nous avons parlé accélèrent l'élaboration des données, la question fondamentale n'en réside pas moins toujours dans la forme géométrique du réseau et surtout dans la bonne exécution et l'exactitude des mesures.

RÉSUMÉ.

L'un des obstacles qui entravent l'application de la méthode, de la triangulation géodésique à l'étude des déformations d'un barrage, c'est le calcul de compensation des mesures; le présent Mémoire expose la méthode actuellement appliquée par les services de la Société Edison afin d'abréger le temps nécessaire.

Après avoir mentionné les principes théoriques de la méthode on illustre les tableaux permettant de passer rapidement des variations des mesures directement observées aux inconnues du système.

A titre de conclusion, on a porté une façon simple d'obtenir la précision des résultats.

SUMMARY.

Since one of the hindrances more often encountered with the geodetical triangulation method when observing the deflections of a dam is represented by the calculation for adjustment of measurements, this paper describes the method now used by the offices of Società Edison for reducing the required time.

After giving some notions on the theoretical principles of the method, the tabulations used for passing quickly from the observed measurement variations to the unknowns of the system are illustrated, and finally an easy way of deducing the accuracy of results is also shown.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Energie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 64

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

L'EMPLOI DE BASOMÈTRES A STATION FIXE DANS LA DÉTERMINATION DES DÉPLACEMENTS DES BARRAGES PAR LES MÉTHODES GÉODÉSIQUES (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN (1).

La mesure des déplacements absolus subis par un grand barrage sous l'effet des actions qui s'exercent sur cet ouvrage avec le temps constitue l'une des questions les plus séduisantes du domaine de l'investigation expérimentale effectuée en vue de connaître les corrélations entre la théorie et la réalité physique.

La technique des mesures actuellement en cours de perfectionnement incessant, la perfection des instruments employés, la compétence que les expérimentateurs n'ont cessé d'étendre ces dernières années, la saine critique des méthodes et des prescriptions de mesure ont permis d'atteindre des résultats vraiment brillants Si l'on a beaucoup fait,

(*) *Use of stationary basometers in the measurement of deflections in large dams by geodetical methods*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroelectriques du Groupe Edison, sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M. Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil), avec la participation particulière de M Alfredo Marazio, Ingénieur civil

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

toutefois, il n'en reste pas moins beaucoup à faire et chaque expérimentateur doit savoir modifier et approprier les méthodes et les instruments en vue des nombreux cas qui se présentent sur le plan pratique, et exploiter les résultats de toute expérience, si minces soient-ils.

Le présent Mémoire veut exposer les critères adoptés dans la recherche des repères absolus des triangulations géodésiques spéciales effectuées en vue de l'étude des déformations des grands barrages.

Nous estimons superflu d'illustrer les principes de la triangulation, qui conserve, même en pareil cas, sa signification et son rôle d'opération géodésique classique. Qu'il nous suffise de rappeler que les prescriptions d'opération devront être opportunément modifiées, vu les faibles dimensions et la forme parfois incorrecte de ces réseaux spéciaux, sans compter le degré de précision extrêmement élevé qui s'impose.

Les avantages de cette méthode de relevé sont certainement nombreux et entièrement dus à sa grande souplesse d'emploi; il n'en est pas moins certain que son utilisation se heurte à des difficultés multiples dérivant de la délicatesse extrême des opérations, des précautions à adopter lors du centrage du théodolite et des mires aux dénivellations existant entre les sommets, de la durée des mesures et du coût des élaborations.

L'une des principales difficultés qu'on rencontre au cours de la phase d'étude de la triangulation lorsqu'on veut localiser les sommets de triangulation sur le terrain regarde le choix des repères absolus. C'est là certainement l'une des questions les plus délicates de l'opération, car c'est d'elle que dépend la possibilité de déterminer correctement les déplacements réels de la structure examinée.

Il est évident que le système d'axes qu'il y a lieu d'adopter pour représenter, par les variations des coordonnées, le déplacement absolu des sommets de triangulation et des points de détail qui s'y rattachent devra avoir son origine en un point rigoureusement stable, et qu'en outre la direction de l'un des axes devra être également fixe. Il est en outre reconnu que lors du relevé d'une triangulation, l'exécution pure et simple de mesures angulaires permettant la détermination de la forme du réseau trigonométrique ne suffit pas et qu'il s'impose également de mesurer au moins un élément linéaire afin de pouvoir en établir les dimensions. De ce fait les éléments nécessaires et suffisants permettant l'orientation et le dimensionnement absolu d'une triangulation sont au nombre de trois, et précisément : point fixe, direction fixe et base.

Nous savons cependant que si l'exécution des mesures angulaires constitue une opération simple et rapide dans le cadre du relevé d'une triangulation géodésique, la mesure des bases constitue toujours une difficulté considérable et s'avère des plus laborieuses et des plus délicates, surtout parce qu'il s'agit d'atteindre un degré de précision supérieur à celui des mesures angulaires.

Le rapport entre la longueur de la base et la longueur linéaire la plus considérable du réseau étant en effet peu élevé, la précision relative

doit être beaucoup plus grande que celle des mesures angulaires pour que les erreurs absolues constatables tout le long du réseau demeurent entre les limites des tolérances.

La mesure de la base constitue, même dans ces triangulations de nature particulière, la partie la plus délicate de tout le relevé, en dépit du rapport beaucoup plus grand existant entre la longueur des bases et celle du réseau; il est donc naturel que les expérimentateurs aient cherché les solutions les plus simples en vue de rendre la mesure plus sûre et plus rapide.

Le présent Mémoire a pour but d'exposer les mesures adoptées et les appareillages installés en vue de certaines triangulations effectuées sur quelques barrages du Groupe Edison.

LES BASOMÈTRES.

Les basomètres utilisés dans la mesure des bases de triangulation du type spécial appartiennent généralement à la catégorie des basomètres géodésiques Jäderin. En effet, les basomètres à tige rigide, du type Porro ou du type Bessel, ne sont point appropriés à cet effet, leur emploi étant très lent; ils ont été désormais éliminés, même lorsqu'il s'agit de mesures de bases géodésiques.

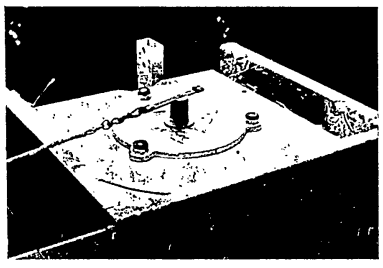


Fig. 1.
Règle graduée pour fil d'invar.
Graduated stick for invar wire.

Les basomètres du type Jäderin sont constitués, comme nous savons, par des fils d'invar de 1,5 mm de diamètre; en général, chaque base à mesurer possède son fil, expressément prévu pour la mesure de la longueur considérée.

Le fil en question se termine par deux règles graduées de 8 cm de longueur (*fig.* 1). Les graduations, orientées dans le même sens, com-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

mencent par zéro à l'une des extrémités et chaque trait occupe toute la largeur de la règle. Chaque règle est terminée par un anneau auquel on fixe la corde de chanvre munie d'un poids tendeur de 10 kg.

En vue de sa conservation, de son transport et de son emploi, le fil est muni d'un tambour spécial de 70 cm de diamètre, monté sur roues à rayons en alliage léger.

Chaque roue est montée sur un support spécial lorsqu'on doit dérouler le fil du tambour (*fig. 2*).

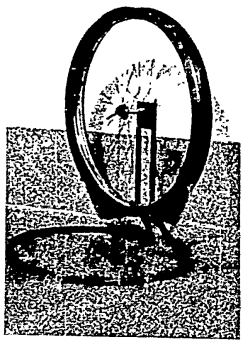


Fig. 2.
Support pour tambour du fil d'invar.
Invar wire reel support.

Les contrepoids destinés à donner au fil une tension appropriée sont rigoureusement égaux et de même poids (10 kg).

L'index de lecture destiné à remplacer la mire ou le théodolite à la tête des piliers extrêmes de la base est de forme cylindrique (*fig. 1*), sa face supérieure porte au centre un poids de largeur à peine supérieure à celle de la règle et deux lignes de foi normales à cette dernière et symétriques par rapport au point central.

On prépare généralement sur le terrain des tubes inclinés (*fig. 3*) dans lesquels on introduit des bâtons supportant, sur une fourche, l'axe de la poulie autour de laquelle s'enroule la corde portant le poids tendeur du fil. La poulie est réglable dans chaque direction, afin de permettre de placer la règle graduée en regard de l'index de lecture sur le pilier.

On emploie, dans certains cas, un ruban en invar au lieu d'un fil. La graduation est alors directement inscrite sur le ruban.

Ces appareillages se sont avérés très efficaces sur le terrain pratique, car ils ont permis d'atteindre des précisions très élevées; on a cependant rencontré un certain nombre de difficultés et d'inconvénients au cours de leur emploi, par suite de la nature des matériaux et des caractéristiques des appareils utilisés.

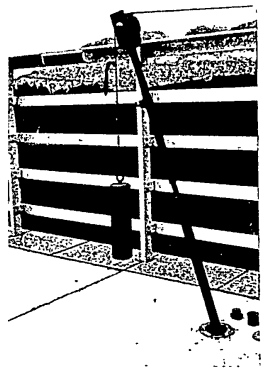


Fig. 3.
Tube supportant les poulies.
Pulleys support pipe.

En effet, le fil d'invar subit, au cours de son enroulage et de son déroulage, une torsion considérable, même si le diamètre du tambour est grand. Vu l'instabilité mécanique des alliages fer-nickel, cet effort peut souvent causer des variations de la longueur de l'échantillon. Les aciéries traitant cet alliage ont elles-mêmes constaté au laboratoire que l'invar peut subir, suivant les circonstances, des modifications de longueur très complexes qui se produisent avec retard après un changement de température, ou bien des modifications progressives, à température constante. Tous ces changements sont des manifestations d'instabilité.

De plus, l'invar généralement employé après tréfilage est recuit: de ce fait, il perd un grand nombre de ses caractéristiques mécaniques, ce qui l'expose à se plier fréquemment, au cours de son enroulage et de son déroulage: plus tard, sous l'effet de la tension du contrepoids au

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

cours de la mesure, ces plis se redressent partiellement, ce qui détermine des variations sensibles et répétées de longueur.

Pour pouvoir obvier à ces inconvénients, il faudrait posséder un nombre assez considérable de fils pour chaque base à mesurer — comme cela se produit, d'ailleurs, lors de la mesure des bases géodésiques. Il faut en outre soumettre chaque échantillon à des étalonnages très fréquents au laboratoire.

Le Tableau 1 (p. 21) mentionne, aux différentes dates, les resultats de l'étalonnage (effectué au cours de l'année 1954 à l'aide du comparateur à tiges de quartz, auprès de l'Institut de Géodésie de l'École Polytechnique de Milan) d'un certain nombre de fils appartenant aux triangulations réalisées sur les barrages d'Isolato et de Santa Giustina.

Comme nous pouvons le voir, la longueur des fils a varié, pour les différents échantillons, entre des limites allant de quelques dixièmes de millimètre à 12 mm.

Ces inconvénients, qui se vérifient dans les fils d'invar, ne se produisent pas, par contre, dans les rubans, comme on a pu le constater lors des nombreux essais de laboratoire.

Il en résulterait donc un avantage considérable du ruban sur le fil, sans oublier d'autre part que le ruban, dont la surface est supérieure à égalité de section, prend avec plus de rapidité la température de l'air et en suit les variations avec une grande fidélité; représentons-nous cependant que cela ne se produit qu'en l'absence de soleil, la surface rayonnante du ruban étant supérieure à celle du fil.

De plus, l'appareillage nécessaire au transport et à la conservation du ruban est plus simple, moins encombrant et moins lourd.

On pourrait songer à adopter, pour les fils ou les rubans de ces basomètres, des matériaux beaucoup plus homogènes que l'invar, mais la difficulté consiste dans la mesure de la température de l'échantillon. On sait en effet que l'invar présente sur les autres matériaux l'avantage de posséder un coefficient thermique de dilatation linéaire variable de 0,8 à $2{,}5 \cdot 10^{-6}$, considérablement plus faible que celui de l'acier, de sorte que la mesure de la température est moins critique.

Un autre inconvénient important des appareillages de ce genre, c'est le mouvement parfois imparfait de la poulie d'envoi de la tension du contrepoids au fil. En effet, le frottement entre pivot et poulie peut fréquemment absorber une partie de la tension, d'où variation de la chaînette; il suffit en effet de rappeler que pour chaque variation de tension de 0,1 kg la corde de la chaînette varie de 0,1 mm pour les fils de 25 mm de longueur.

L'action du vent peut elle-même modifier considérablement la mesure en influant sur la longueur de la chaînette ou en accroissant la durée et la difficulté de la mesure, notamment dans les appareils à ruban; le ruban offre en effet à l'action du vent une superficie considérable, de sorte qu'il oscille continuellement pendant la mesure, à la moindre agitation de l'air, tandis que ce défaut est moins sensible dans les appareils à fil.

De pareils inconvenients ont un caractère sensiblement plus sérieux lorsqu'il s'agit de mesurer des bases de grande longueur. S'il est conseillable, en effet, que la longueur de la base soit dans un rapport assez notable (de 1/2 à 1/5) avec la longueur totale du réseau de triangulation, il est bon que la longueur des échantillons ne dépasse pas 30 m, en considération des difficultés que détermineraient l'enroulage et le déroulage ainsi que des oscillations continuelles du fil — ou, pis encore, du ruban — sous l'effet du mouvement de l'air, oscillations dont l'amortissement serait trop lent. Il est préférable, en pareil cas, de fractionner la base en plusieurs tronçons et de reporter l'échantillon un grand nombre de fois.

Pour conclure, il est bon de résumer brièvement ci-après tous les éléments dont il faut tenir compte en considération des causes susceptibles de déterminer une diminution de la précision de la mesure et une complication des opérations :

a. Les appareillages construits sur le modèle des instruments géodésiques doivent employer comme échantillons des matériaux à faible coefficient de dilatation thermique, afin que la mesure de la température à laquelle le basomètre est employé ne s'avère pas excessivement délicate;

b. Les caractéristiques mécaniques de l'invar étant inconstantes, les basomètres qui l'utilisent doivent être fréquemment étalonnés au laboratoire à l'aide de comparateurs de précision;

c. Il est nécessaire d'employer les basomètres dans des conditions idéales d'ambiance, c'est-à-dire en l'absence de soleil et de tout mouvement d'air, même léger, notamment lorsqu'il s'agit de basomètres à ruban. Ces conditions n'étant pas toujours possibles, la durée des mesures peut être même excessivement longue;

d. Il est essentiel que la rotation aisée des poulies soit assurée de la façon la plus rigoureuse, en vue de ne causer aucune variation de la tension;

e. Il est nécessaire que l'échantillon ne dépasse pas 30 m de longueur. La mesure des bases de plus grande longueur doit être opportunément organisée de façon à reporter plusieurs fois l'échantillon.

BASOMÈTRES A STATION FIXE.

Pour obvier aux inconvénients dont nous avons parlé ci-dessus à propos des basomètres du type géodésique, un nouveau type de basomètre à station fixe a été imaginé et employé.

Les figures 4, 5, 6 et 7 indiquent les basomètres de ce type installés aux fins des triangulations des aménagements des barrages d'Isolato du type à double courbure, Malga Boazzo et Pantano d'Avio du type Marcello à éléments évidés, projetés et construits par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques de la Société Edison, sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Une petite galerie a section rectangulaire de 0,80 × 0,80 m environ, obturable a sa partie supérieure moyennant des couvercles de beton

Fig 4
Basometre du barrage d Isolato
Basometer of the Isolato Dam

Fig. 5.
Basomètre du barrage de Malga Boazzo
Basometer of the Malga Boazzo Dam

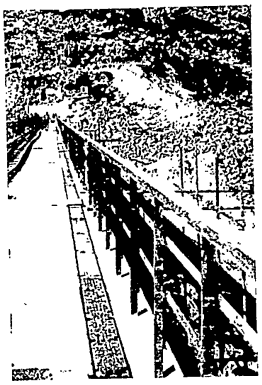


Fig 6.
Basomètre du barrage de Pantano d'Avio.
Basometer of the Pantano d'Avio Dam.

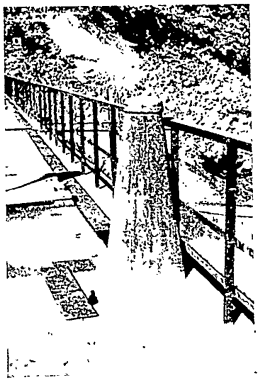


Fig. 7.
Basomètre du barrage de Pantano d'Avio.
Basometer of the Pantano d'Avio Dam

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ou de tôle métallique, a été ménagée entre les deux bases des piliers de triangulation constituant les extrémités de la base à mesurer.

A l'intérieur de la galerie susdite se trouve un ruban métallique ancré

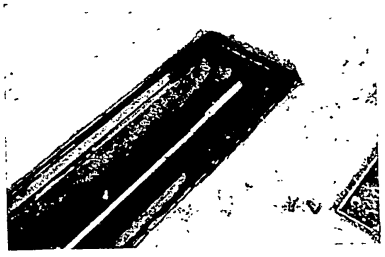


Fig. 8.
Ancrage du ruban.
Ribbon anchorage.

à la base d'un des deux piliers (*fig.* 8) et tendu par un contrepoids d'environ 10-15 kg, installé dans un puits ménagé dans la base de

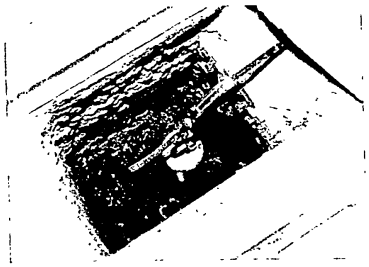


Fig. 9.
Installation du contrepoids.
Counterweight arrangement

l'autre pilier (*fig.* 9). Le ruban d'acier qui traverse, à l'intérieur d'un tube, le pilier où est installé le contrepoids porte, dans son édition la

plus simple, une ligne de foi aboutissant à une règle graduée solidaire de la base du pilier (*fig.* 10).

Les variations de longueur de la base sont de la sorte tirées des lectures effectuées sur la règle graduée au niveau de la ligne de foi du ruban, après avoir apporté les corrections opportunes de température.

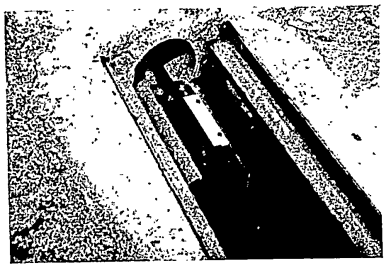


Fig. 10.
Règle graduée pour les lectures au basomètre
Millimeter-graduated stick for basometer readings

La température est relevée à l'aide d'un grand nombre de thermomètres installés à l'intérieur de la galerie, le bulbe à la cote du ruban.

Après cette description sommaire de l'instrument, passons à l'examen des nombreux inconvénients qui peuvent se produire dans ces basomètres et qui constituent des sources d'erreur dans la détermination des variations de longueur de la base. Ces inconvénients dérivent principalement des causes suivantes :

a. matériaux;
b. mesure de la température;
c. corrections thermiques;
d. variabilité de la tension du ruban,
e. longueur du ruban,
f. position de la base.

Voyons ensuite comment on a obvié aux inconvénients en question.

a. MATÉRIAUX.

Nous avons mentionné, aux pages précédentes, l'instabilité des alliages fer-nickel, et notamment de l'invar. Il est évident qu'une pareille matière n'est pas la plus qualifiée pour un emploi dans les basomètres à station fixe, où le ruban est constamment soumis à tension

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

De ce fait, tout allongement anormal du ruban pourrait être interprété à tort comme un mouvement des piliers; il faut en effet se représenter qu'il n'est pas possible de soumettre le ruban à des étalonnages de laboratoire, et que la matière employée doit être, de toute nécessité, réellement stable.

La seule propriété véritable de l'invar c'est, nous le savons, son faible coefficient thermique de dilatation, ce qui entraîne une mesure plus aisée de la température. Nous verrons plus loin comment on peut obvier à cette difficulté.

On a donc employé, dans les basomètres considérés, un ruban (10 [illegible] 0,5 mm) en acier trempé harmonique du type employé pour les ressorts, remarquable par ses propriétés mécaniques comme par sa stabilité et sa compacité: bien entendu, le coefficient de dilatation thermique de ce type d'acier est considérablement plus élevé que celui de l'invar.

Un inconvénient important de cette manière réside toutefois dans son oxydation aisée, compte tenu de l'altération rapide qu'il subit du fait de l'action chimique fortement oxydante de l'humidité atmosphérique, en dépit de la protection offerte par la galerie expressément ménagée. Il est donc nécessaire de songer à un revêtement efficace de vernis ou de graisse anti-oxydante.

L'expérience a prouvé que le vernissage est difficile à réaliser dans de bonnes conditions, vu l'impossibilité de vernir le ruban avant la pose et la nécessité de procéder à cette opération après que le ruban a été tendu à l'intérieur de la galerie, tandis que le graissage à la vaseline filante, aisé à réaliser sur le ruban déjà installé, crée une couche protectrice mince et dure qui isole fort bien le métal de toute action atmosphérique corrosive: bien entendu, il faut procéder en pareil cas à un nettoyage préalable du ruban.

On aura soin, par contre, d'éliminer toute graisse à consistance pâteuse permanente, qui retiendrait les grains de poussière et finirait par faire varier le poids propre du ruban, d'où modification des caractéristiques géométriques de la chaînette.

L'acier inoxydable, inaltérable dans le temps, allie cependant les inconvénients de l'invar et ceux de l'acier. Sa structure est en effet peu stable et son coefficient de dilatation thermique est élevé.

b. Mesure de la température.

L'emploi du ruban en acier harmonique rend la mesure de la température plus délicate, comme nous avons déjà eu l'occasion de le signaler. Cette détermination est cependant beaucoup plus sûre qu'on ne pourrait tout d'abord le supposer.

En effet, à l'intérieur de la galerie dans laquelle le ruban se trouve tendu, l'air est immobile et la température suit avec une grande inertie les variations thermiques du milieu ambiant. De ce fait le ruban peut lui-même s'habituer aisément à l'ambiance et à la température de l'air contenu dans la galerie. Ce phénomène est très important, car s'il est

possible d'une part de bien mesurer la température de l'air, de l'autre la mesure de la température du ruban serait plutôt complexe.

Il faut cependant se représenter qu'à l'intérieur de la galerie l'air se trouve dans un état de calme à peu près parfait, de manière à déterminer un gradient vertical et horizontal de pression; il est donc possible que le ruban ne se trouve pas entièrement à la même température, surtout lorsqu'il est de longueur considérable.

Il est donc nécessaire de disposer tout le long de la galerie un nombre assez grand de thermomètres de façon que le bulbe de chacun d'eux se trouve à la cote du ruban. En général, les basomètres installés jusqu'à présent portent un thermomètre tous les 10 m de ruban; un nombre plus considérable prolongerait exagérément la mesure de la température, surtout lorsque la température de l'air varie rapidement.

En ce qui regarde le type de thermomètre, on peut employer indifféremment les thermomètres à mercure ou les thermomètres électriques; ces derniers doivent être employés de préférence dans les basomètres de longueur considérable, en vue d'accélérer les opérations.

Un artifice efficace, qui permet de se passer de la mesure de la température, consiste dans la réalisation d'un basomètre capable de mettre en évidence toutes les déformations non thermiques d'une section de structure. Le principe est identique à celui qui a été adopté dans les extensomètres électriques.

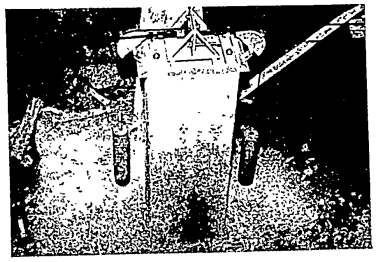


Fig. 11.
Basomètre à l'intérieur d'un barrage-poids évidé
Basometer inside the hollow gravity dam.

Le basomètre se compose de deux coupes de ruban munies de contrepoids au centre de la base dont on veut mesurer les variations de longueur (*fig.* 11) Il est évident que si l'on présuppose une température toujours uniforme tout le long de la base, toute variation de longueur due à une action thermique sur le ruban et sur la structure détermine

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

une variation de lecture d'égale valeur absolue sur la règle graduée, au niveau des deux lignes de foi des deux coupes de ruban en question.

L'emploi d'un basomètre ainsi réalisé est naturellement lié, comme nous l'avons dit, à l'égalité de la température tout le long de la base: l'instrument peut donc être adopté uniquement dans certains cas spéciaux.

c. Corrections thermiques.

Il est reconnu que les aciers spéciaux ont un coefficient thermique de dilatation linéaire compris entre 10 et 12.10 $^{-6}$ et variable en fonction de la teneur en C, Si, Mg, Cr, de l'acier considéré.

Il est donc indispensable de connaître avec exactitude la valeur du coefficient de l'acier employé, en vue de corriger opportunément les lectures effectuées.

Cette détermination peut être effectuée au laboratoire ou, très simplement, par des opérations de campagne. Ces dernières constituent des déterminations plus fidèles, parce qu'elles tiennent globalement compte de tous les écarts en deçà ou au-delà de la situation théorique.

Il est évident qu'au cours d'une seule journée tout mouvement anormal des deux extrémités de la base s'avère extrêmement improbable. De ce fait, les variations de lecture qui se produisent sont uniquement imputables à des variations thermiques de longueur du ruban.

Il a donc été procédé à une série de lectures espacées d'environ 20′, au ruban comme aux thermomètres, tout le long d'une journée au cours de laquelle on a pu constater des variations considérables de température.

Les lectures de température une fois transcrites en diagramme, compte tenu des erreurs d'observation, le rapport entre la pente de la droite moyenne et la longueur du ruban représente le coefficient thermique de dilatation linéaire. Les figures 12 et 13 donnent les diagrammes ayant permis le calcul des coefficients des rubans dans les basomètres d'Isolato et de Malga Boazzo.

On ne s'est pas limité, bien entendu, à une seule détermination; les mesures ont été répétées dans différentes conditions en vue d'obtenir des valeurs comprises dans des intervalles considérables de température.

Les deux diagrammes cités ont donné les coefficients suivants :

Isolato : 11,0.10 $^{-6}$;
Malga Boazzo : 10,3.10 $^{-6}$.

La valeur du coefficient une fois déterminée de cette façon, la mesure de la base au cours d'une opération complète de triangulation doit être effectuée aux premières heures du jour, après avoir permis au ruban de s'accoutumer toute la nuit à une température stable et constante; il faut éviter les heures pendant lesquelles l'air subit le premier échauffement du matin.

D'autre part, vu la simplicité de la mesure, il serait opportun et peu onéreux de suivre pendant toute la durée des opérations la respiration thermique du basomètre.

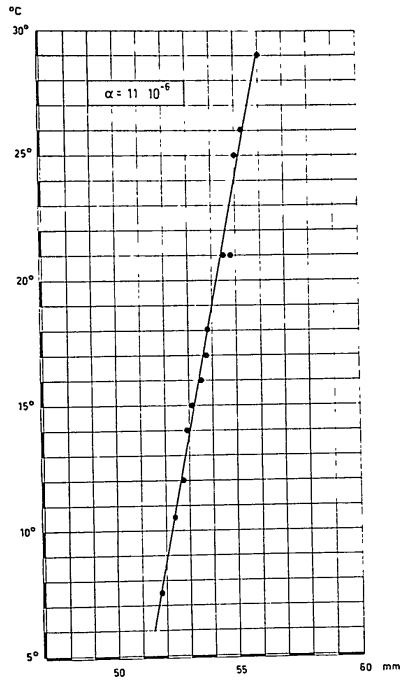


Fig. 12.

Détermination du coefficient de dilatation du ruban du basomètre d'Isolato.

Determination of the expansion coefficient of the Isolato basometer ribbon.

d. Variabilité de la tension du ruban.

Nous avons déjà vu qu'une variation de tension de 0,1 kg, sur un

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

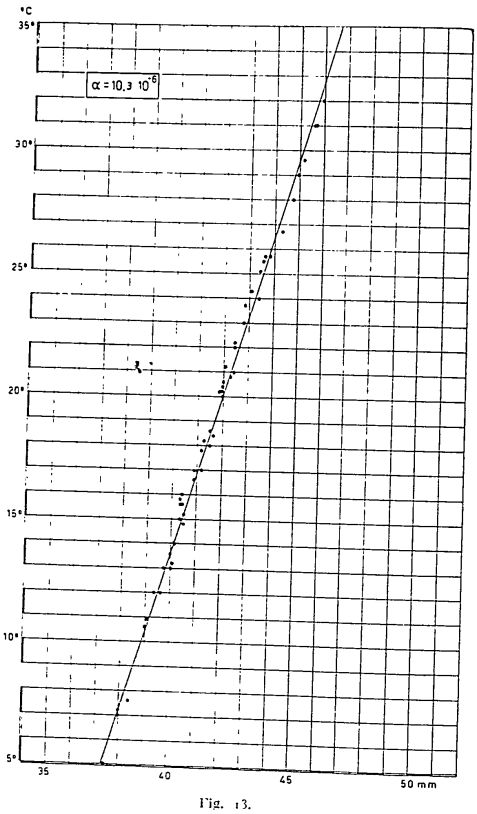


Fig. 13.

Détermination du coefficient de dilatation du ruban du basomètre de Malga Boazzo.

Determination of the expansion coefficient of the Malga Boazzo basometer.

fil de 25 m environ de longueur provoque une variation de longueur de 0,1 mm de la corde de la chaînette.

Dans les basomètres à station fixe, où la matière est soumise à une détérioration très rapide par suite de l'action oxydante constante de l'atmosphère, il est fondamentalement important d'assurer un mouvement parfaitement souple des renvois du contrepoids et de réduire au minimum le nombre des points de frottement du ruban.

Nous avons donc proscrit le renvoi du contrepoids au moyen d'une poulie tournant autour d'un arbre - - solution adoptée, par contre, dans les basomètres du type géodésique - et avons adopté le renvoi à couteau, pratiquement exempt de frottement.

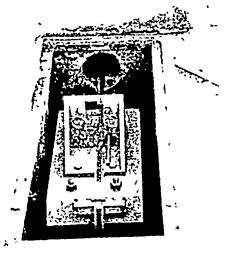


Fig. 14.

Renvoi à couteau pour la tension du ruban

Blade gear for ribbon tensioning

La figure 14 nous montre la solution adoptée. Les couteaux sont en acier inoxydable légèrement graissé à la graisse qui résiste au gel. L'action des contrepoids est directement appliquée au ruban.

A titre de précaution, avant d'effectuer la lecture à la règle graduée, il est bon de s'assurer du parfait équilibre du renvoi à couteau en tendant davantage le ruban et en le faisant ensuite osciller en même temps que le contrepoids: la période d'amortissement des oscillations permet de juger du mouvement favorable de l'organe mobile. Cette opération, effectuée systématiquement avant toute lecture, permet de vaincre

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

toutes les inerties dérivant des petits frottements éventuels et de parvenir rapidement au parfait équilibre des tensions.

e. Longueur du ruban.

Nous savons que si un fil du poids de p kg/m est tendu par un poids T entre deux points situés à même cote et à la distance a, la flèche de la chaînette est donnée par l'expression suivante :

$$f = \frac{pa^2}{8T}.$$

Comme on peut le voir par cette expression, la flèche varie en raison du carré de la distance qui sépare les deux points de suspension. Pour les basomètres de longueur considérable, il faudrait donc construire une galerie de grande profondeur.

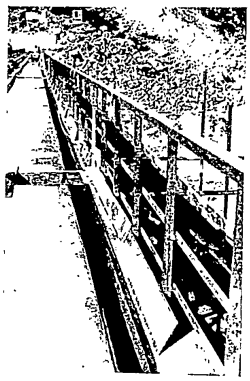


Fig. 15.
Accrochage du ruban du basomètre de Pantano d'Avio.
Suspensions of the Pantano d'Avio basometer ribbon.

Pour obvier à cet inconvénient, il suffit de créer le long du basomètre un certain nombre d'appuis intermédiaires, de manière à réduire les portées et par conséquent les flèches résultantes. Cette solution permettrait de créer à tous les appuis intermédiaires des surfaces de frottement capables de produire des absorptions de tension variables dans le temps.

Dans le basomètre de Pantano d'Avio, dont la longueur a atteint 90 m environ (*fig.* 15), cet obstacle a été éliminé par l'accrochage du ruban à de petits ressorts en acier (*fig.* 16), ce qui a supprimé toute source de frottement.

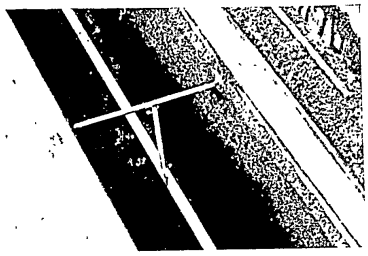


Fig. 16.
Accrochage du ruban (détail).
Suspension of the ribbon (detail).

f. Position de la base.

Une autre source possible d'erreur pour les basomètres de ce type réside dans la position du basomètre par rapport aux piliers extrêmes de la base.

En effet, le sommet de triangulation est défini comme « le point d'intersection entre la surface d'appui du théodolite sur la tête du pilier et l'axe du trou calibré dans lequel on introduit le pivot du signal ou bien la bille de centrage de l'instrument ».

Par contre, le basomètre à station fixe mesure, pour raisons constructives, les variations de la distance au pied des deux piliers extrêmes.

Tout déplacement d'un pilier étant toujours accompagné d'une rotation, les mesures pures et simples au basomètre ne permettent pas de mettre en évidence les véritables variations de la base réelle, entendue comme distance entre les deux sommets de triangulation.

En pareil cas, il est opportun de procéder à l'installation, sur les plinthes de fondation de chaque pilier extrême d'une base, une station de clinomètre en vue de la détermination des rotations éventuellement subies par le pilier.

La mesure du déplacement au basomètre et la mesure des rotations au clinomètre permettent d'obtenir, par déduction, la variation de la base réelle de la triangulation.

Une autre question importante concerne la dénivellation entre les

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

deux extrémités du basomètre. Il est bon que la pente de la base ne dépasse pas 5 %; toute pente supérieure créerait à l'intérieur de la galerie des différences considérables de température, ce qui obligerait à accroître sensiblement le total des thermomètres installés.

Pour conclure le présent article sur l'instrument installé depuis peu sur les barrages du Groupe Edison, nous tenons à préciser que de grands progrès demeurent encore à faire en vue d'améliorer son rendement.

Les pages précédentes ont donné la description de l'instrument susdit dans son exécution la plus simple, car nous avons voulu nous borner à préciser l'utilité et les avantages d'un pareil basomètre en comparaison des modèles du type géodésique: nous ajouterons cependant que le système de lecture a été perfectionné depuis quelque temps, et qu'il est maintenant exécuté à l'aide d'un comparateur centésimal à cadran (*fig.* 9, 11 et 14). Le comparateur permet de comparer chaque fois la distance entre deux repères, l'un solidaire du ruban et le second solidaire du pilier, et une longueur-échantillon (*fig.* 17).

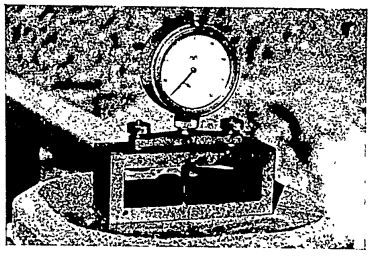


Fig. 17

Longueur-échantillon du comparateur.

Calibrator for clock-type comparator.

Les mesures sont effectuées par lecture directe au comparateur jusqu'à 0,01 mm.

Considérons qu'il n'est pas toujours possible d'installer un basomètre de ce genre et que par conséquent l'emploi des basomètres géodésiques ne saurait être rigoureusement proscrit, d'autant plus qu'ils ont toujours donné d'excellents résultats en dépit de leur emploi laborieux.

Il est certain, néanmoins, que les avantages des basomètres à station fixe sont considérables, car ils permettent — vu la simplicité et la rapidité de leur emploi — de suivre quotidiennement le comportement de la base, indépendamment de toute autre mesure.

Tableau I

Longueurs avec des fils d'invar de propriété de la Société Edison aux dates des comparaisons

Date.	Fils (m)	001. (m)	002 (m)	003 (m)	25,0 (m)	21,4 (m)
11 mars 1954	14,8944	25,4110				–
5 avril »	14,8943	25,4110	22,0206		25,9994	21,1875
5 juin »	14,8945	25,4109			25,9995	21,1870
21 juillet »			22,0503		–	–
11 septembre »	14,8947	25,4100	–		–	–
4 octobre »			22,0503		25,9998	21,1884
9 décembre »	14,8946	25,4098	22,0504		25,9911	21,1872
Coefficient de dilatation thermique	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1{,}7 \cdot 10^{-6}$		$1{,}7 \cdot 10^{-6}$

RÉSUMÉ.

Cet article présente tout d'abord un certain nombre d'idées concernant l'identification des repères absolus d'une triangulation en vue de ces finalités particulières et met en évidence l'importance considérable de la mesure des bases.

Après avoir décrit l'emploi des basomètres du type géodésique, il s'arrête à considérer les avantages et les inconvénients de ces appareils, affirmant pour conclure que très souvent les basomètres de ce genre sont d'un emploi trop long et trop laborieux pour qu'on puisse les adopter pour la mesure des bases dans une pareille triangulation.

On passe ensuite à la description d'un nouveau type de basomètre à station fixe, déjà adopté et expérimenté dans un grand nombre de triangulations sur les barrages du Groupe Edison; on analyse toutes les sources possibles d'erreur et l'on expose les mesures qui ont permis de triompher de toutes les difficultés regardant le matériel employé, la mesure des températures et les corrections thermiques de la tension au ruban, de la longueur de la base et de sa position.

SUMMARY.

This paper stars with making clear some concepts about assumption of absolute reference ponts in a geodetical triangulation for these special aims, and showing the outstanding importance of measurement of bases.

After describing the use of basometers of geodetical type, an analysis of its advantages and drawbacks is undertaken concluding that often the use of these basometers is much too long and laborious for current employ in measuring bases in tringulation of this sort.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

A description is given of a new type od stationary basometer which has been alreadi adopted and used in a number of triangulations for dams owned by the Edison Group, analysing all the causes of error that may develop and showing the arrangement used to meet all difficulties with regards to material, temperature measurement and consequent thermal adjustment of pull on the ribbon, lenght and position of the base.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS. - IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55
152903-58

Imprime en France

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 65

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

RECHERCHES PRÉLIMINAIRES EN VUE DE L'EXÉCUTION PLUS CORRECTE D'UNE TRIANGULATION GÉODÉSIQUE DANS L'ÉTUDE DES DÉPLACEMENTS D'UN GRAND BARRAGE (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN (1)

La mesure dans laquelle les opérations géodésiques contribuent à la détermination des déplacements horizontaux des grands barrages est désormais reconnue universellement. La méthode de la triangulation mérite une attention particulière par son élasticité d'emploi, qui la rend particulièrement propre aux finalités visées.

Cette opération est, par conséquent, l'objet d'un intérêt considérable, et des recherches approfondies, fondées sur un nombre croissant d'expériences, ont été faites sur la nature des erreurs susceptibles d'influer

(*) *Preliminary investigations for a more correct execution of geodetic triangulations for observation of deflections in a large dam.*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M. Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil), avec la participation particulière de M Alfredo Marazio, Ingénieur civil

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

le plus grandement sur les mesures. Ces recherches ont contribué à asseoir sur des bases de plus en plus solides les méthodes, l'emploi des appareillages, le choix des instruments les plus qualifiés pour permettre d'atteindre les meilleurs résultats.

Le présent mémoire entend exposer un certain nombre d'études expérimentales envisageant la définition des modalités d'exécution des triangulations géodésiques, notamment en ce qui regarde les triangulations dont le levé s'avère très long, par suite du nombre considérable de points à observer.

Les sources d'erreur qui influent le plus sensiblement sur les mesures sont habituellement classées dans les trois groupes suivants :

1. Erreurs dues aux instruments:
2. Erreurs résultant des appareillages;
3. Erreurs imputables au milieu ambiant.

Le premier groupe comprend :

a. les erreurs dues à la verticalité imparfaite de l'axe primaire de l'instrument;
b. les erreurs de graduation du cercle;
c. les erreurs du micromètre optique;
d. les erreurs personnelles de l'observateur;
e. les erreurs dues à l'instrument de mesure de la base

On peut ranger dans le second groupe :

a. les erreurs dues à l'excentricité des voyants au sommet;
b les erreurs imputables à l'excentricité du théodolite au sommet;
c. les erreurs résultant de la verticalité imparfaite de l'axe des voyants.

Nous pouvons enfin comprendre dans le troisième :

a. les erreurs dérivant des mouvements subis par le barrage pendant la période des mesures;
b les erreurs dues aux fléchissements périodiques diurnes des piliers au cours des mesures;
c. les erreurs de phase;
d. les erreurs dérivant de la variation de l'erreur de phase pendant la période des observations sur l'un des sommets;
e. les erreurs dues à des réfractions latérales.

Vu la nécessité, pour l'expérimentateur, de connaître à fond les effets produits par chacune de ces causes d'erreur sur la détermination des déplacements, nous allons exposer un certain nombre de considérations dont il y a lieu de tenir compte pendant la phase des reconnaissances, la phase d'étude du projet et la phase de levé de la triangulation

I. Ces types de triangulation jouent deux rôles fondamentaux. Le premier — le plus important — concerne la détermination des mouvements de la structure examinée; le second, les mouvements que ses sommets subissent au cours du même intervalle de temps.

Le choix des positions que devront prendre les piliers de la triangulation doit donc être considéré comme la phase fondamentale de la bonne réussite des mesures.

Compte tenu de toutes les causes possibles d'erreur, l'emplacement des piliers de la triangulation devra être choisi en considération des éléments suivants :

1. Les visées allant des piliers de la triangulation aux voyants maçonnés sur le barrage doivent se couper dans les conditions les plus favorables et en tous cas sous des angles d'au moins 30°.

Soit en effet un triangle ayant pour angle au sommet γ, et soit m_γ l'erreur quadratique moyenne de la mesure de γ. Si nous appelons m_b l'erreur moyenne de détermination de la longueur du côté b, nous aurons, en appliquant aux formules des sinus le principe de fonction de quantités directement observées :

$$m_b = b \cos\gamma \, m_\gamma.$$

Nous voyons clairement qu'à égalité de m_γ, la longueur du côté b s'accroit très rapidement au fur et à mesure de la diminution de γ lorsque cet angle est inférieur à 30°.

Il est bon de considérer, en outre, que les intersections devront être au moins triples, et que, par conséquent, chacun des voyants situés sur le barrage intéressera au moins trois piliers de la triangulation.

Bien entendu, une question étroitement liée aux précédentes regarde le secteur de visibilité du barrage à partir de chacun des piliers situés sur la roche.

2. Aucune visée — ni celles de la triangulation, ni celles des intersections — ne devra s'avérer excessivement inclinée.

Il est impossible, bien entendu, de fixer des limites maxima, et l'expérimentateur aura la tâche spécifique de placer les piliers en ayant soin que les différences de cote ne soient pas excessives, compte tenu de la nature du terrain, de la conformation topographique des lieux et de la position des points du barrage à examiner.

Les dénivellations considérables sur de courtes distances rendent en effet les visées très inclinées.

Ces fortes inclinaisons entraînent des conséquences très préjudiciables à la précision de la mesure des angles et par conséquent à la détermination des déplacements.

Il est reconnu, en effet, que l'influence de l'erreur de verticalité de l'axe primaire de l'instrument sur les lectures au cercle azimutal est représentée par l'égalité

$$m = v \operatorname{tg}\alpha \sin A,$$

où α est l'angle de hauteur et A l'angle formé par le plan vertical contenant le point objet de la collimation avec le plan vertical contenant

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

l'axe primaire de l instrument Dans les theodolites de première grandeur l'erreur de verticalité de l'axe principal peut être de l'ordre de 2 à 3" de ce fait, en cas de visées tres inclinees son influence est intolérable

Il peut en être de même de l'excentricite du signal qui, pour pouvoir être encore visible en cas de forte inclinaison, doit être placé tres haut Cet inconvénient est cependant éliminable moyennant emploi de nivelles bien choisies.

3. Tout triangle d un reseau geodesique devrait s'approcher, dans toute la mesure du possible, de la forme équilatérale, c'est-à-dire de l'optimum pour la détermination precise de la position des sommets

Dans le cas dont nous nous occupons, il n'est naturellement pas toujours possible de réaliser un pareil réseau, mais il est opportun que le rapport entre le côté le plus court et le côté le plus long de la triangulation ne soit pas inférieur a 1 3.

4. En ce qui concerne les reperes absolus pour les déplacements réels de la structure, les éléments nécessaires et suffisants sont au nombre de trois, savoir : un point fixe, une direction fixe et une longueur.

Le choix de la position des trois éléments à l'intérieur du réseau trigonométrique n est aucunement difficile, cette position n'étant soumise à aucune condition si ce n'est celle de ne pas être trop éloigné du barrage.

C'est là, cependant, une condition très restrictive. D'autre part, nous devons considérer — compte tenu uniquement des erreurs commises dans les mesures angulaires susceptibles d'être obtenues à l'aide d'un théodolite de deuxieme grandeur — que si les références se trouvent à 300 m du barrage, les erreurs de détermination des déplacements sont de l'ordre de grandeur de 1 mm.

Si nous avons la chance de pouvoir trouver deux points stables suffisamment proches l'un de l'autre et voisins du barrage, en pareil cas, les trois conditions seront simultanément vérifiées.

Nous pouvons en effet faire coïncider l'origine des axes de référence avec l'un des points, faire passer l'un de ces axes par le second point et considérer leur distance comme fixe et constante.

Au cas ou l on ne trouve, à proximité du barrage, qu'un seul point stable, il suffira de situer le second très loin, de façon que ses petits mouvements éventuels ne produisent aucune variation sensible de l'orientation absolue de la triangulation.

Il est cependant nécessaire, en pareil cas, non seulement de bien mettre en vue le point éloigné — qui pourra même se trouver à quelques kilomètres de distance — mais aussi de mesurer une base qui pourra être en tous cas située à l'intérieur du réseau.

Représentons-nous qu il s'agit la de conditions-limite et qu'il est toujours souhaitable que les points fixes puissent être plus nombreux.

Compte tenu, d'autre part, du fait qu'il n'est jamais possible de savoir avec certitude, des le début des opérations, si les sommets demeureront réellement immobiles, il sera bon, par precaution, de prendre toujours

comme orientation un point éloigné et de procéder toujours à la mesure directe d'au moins une base. Si nous considérons en outre que ces triangulations spéciales sont toujours très complexes, que leur forme ne peut pas être toujours très correcte et que l'indice d'un réseau dépend directement du nombre de bases mesurées, il est toujours opportun que les bases soient nombreuses.

5. Les piliers devront être construits en béton armé et solidement ancrés à la roche environnante. Au cas où le pilier serait implanté sur une roche peu stable, la plinthe de fondation devra être bien large, de manière à limiter le plus possible les déplacements du pilier susdit et — ce qui est encore plus délicat — ses rotations.

Les calculs de compensation des mesures ne sont en effet valables que si cette hypothèse est suffisamment confirmée. Les piliers devront être protégés contre le soleil, dont l'action peut nuire à l'uniformité de la distribution de la température à l'intérieur, et provoquer de ce fait des déformations de la structure. Le sommet du pilier doit à peine suffire à supporter l'instrument, de façon que les voyants puissent être de dimensions limitées et encore visibles aux inclinaisons maxima.

Ils seront par conséquent en tronc de pyramide à section carrée ou en tronc de cône (dimensions transversales variables de 0,5 à 0,2 m suivant la hauteur).

Afin de permettre cependant à l'opérateur — qui relève une triangulation de ce genre, où une grande partie de la précision atteinte dépend de ses capacités personnelles, de son attention et de ses précautions — de travailler commodément et dans le calme le plus absolu, il est bon de munir les piliers d'une plate-forme et d'appuis opportunément prévus, le tout isolé de la structure du pilier, de façon que l'opérateur puisse s'appuyer sans fatigue.

II. Analysons maintenant les causes d'erreur qui ont été attribuées au milieu dans lequel les opérations s'effectuent.

1. La première cause, par ordre d'importance, a été identifiée avec les mouvements qu'un barrage subit dans un court intervalle de temps (quelques jours, par exemple).

Afin de mettre le phénomène en évidence, non seulement sous l'angle qualitatif mais surtout au point de vue quantitatif, il a été procédé à un certain nombre d'essais sur quelques barrages présentant, du fait de leurs caractéristiques constructives, de faibles capacités thermiques, de sorte qu'ils ressentent avec une grande promptitude les variations de la température de l'air pendant la journée.

Les essais en question ont porté sur les barrages suivants :

Pantano d'Avio du type Marcello à éléments évidés:
Malga Boazzo » »
Sabbione » »
Trona » »
Isolato du type à double coubure.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

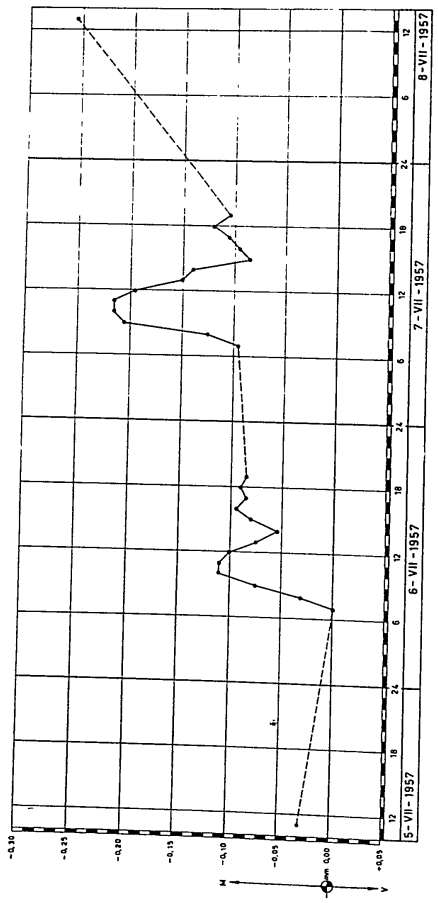


Fig. 1.
Déplacements du sommet d'un élément de hauteur moyenne du barrage de Pantano d'Avio dans les 48 h
Crest deflections in a medium-height element of the Pantano d'Avio dam in a 48 h period

Tous ces barrages ont été projetés et construits par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques de la Société Edison sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil.

Les essais effectués sur les barrages allégés ont résidé dans la répétition systématique, à des intervalles de temps variables de 30 à 60 mn, des mesures aux pendules et des mesures de température aux parements aval et amont du barrage. Les mesures ont généralement débuté le matin de bonne heure, avant le lever du soleil, et se sont poursuivies jusqu'à tard dans la soirée. Pour le barrage d'Isolato on a suivi la méthode de la collimation, avec répétition des mesures toutes les heures.

La figure 1 donne, en graphique, les déplacements subis par un point

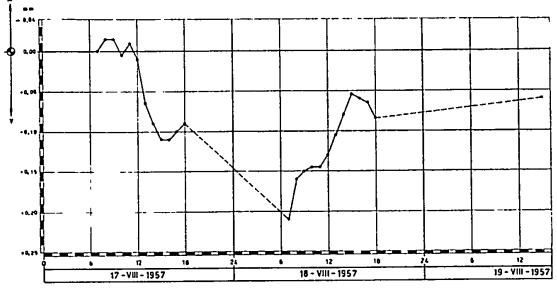


Fig. 2.
Déplacements du sommet du plus haut élément du barrage de Pantano d'Avio dans les 48 h.
Crest deflections in the highest element of the Pantano d'Avio dam in a 48 h period

du couronnement d'un élément de moyenne hauteur du barrage de Pantano d'Avio, mesurés à l'aide d'un coordimètre optique Galileo (mesures espacées de 1 h).

On peut voir que les déplacements journaliers du sommet de l'élément sont de l'ordre de 0,1 mm et que le phénomène se répète également le lendemain La structure est cependant en mouvement d'un jour à l'autre

Le même phénomène se manifeste pour l'élément de plus grande hauteur du même barrage, naturellement avec des variations plus considérables comme on peut le voir par le graphique de la figure 2.

On a également employé, pour ces mesures, un coordimètre optique Galileo.

Les figures 3 et 4 donnent les diagrammes des déplacements d'un point du couronnement de l'élément le plus élevé du barrage de Malga

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Boazzo, enregistre au cours de deux journées successives et pendant deux périodes différentes de l'année, à l'aide d'un coordinomètre optique Galileo.

Le phénomène ne se répète pas pour les barrages de Salvorre et de l'Ena. Cela est probablement dû à leur isolation particulière et aux caractéristiques climatiques des régions où ils s'élèvent.

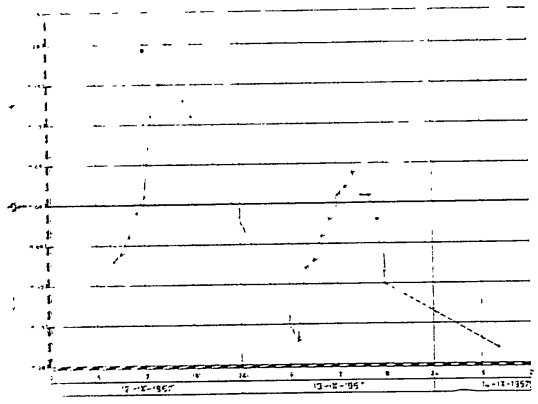


Fig. 3

Déplacements du sommet du plus haut élément du barrage de Malga Boazzo dans des cas avec retenue maximum

Crest deflections in the highest element of the Malga Boazzo dam at a high period of maximum storage

La figure 3 donne en diagramme à ligne continue les déplacements mesurés au collimateur — de la clé de l'arc au sommet du barrage — isolato au cours d'une journée déterminée des mois d'avril, mai, juin, juillet, août, septembre, octobre et décembre; ces déplacements sont respectivement indiqués sur le dessin, par les nos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8.

Dans cette structure, qui a pourtant des dimensions très modestes, les déplacements journaliers sont très sensibles, surtout pendant la période d'été: ils atteignent un maximum de 1,5 mm.

Pendant l'hiver, au contraire, les variations de température (diagramme en pointillé) sont contenues entre des limites très rapprochées, et les déformations diminuent sensiblement.

2. Ces mouvements dans un court intervalle par les structures peuvent

ils compromettre de façon intolérable la précision des déterminations des déplacements des barrages dans le temps ?

Évidemment, la réponse à cette interrogation doit être considérée comme positive, du moins dans la majorité des cas.

En effet, le relevé des angles des triangulations et des intersections s'avère long et laborieux dans ce genre d'opérations et demande un nombre considérable d'heures, souvent même de journées: il est donc

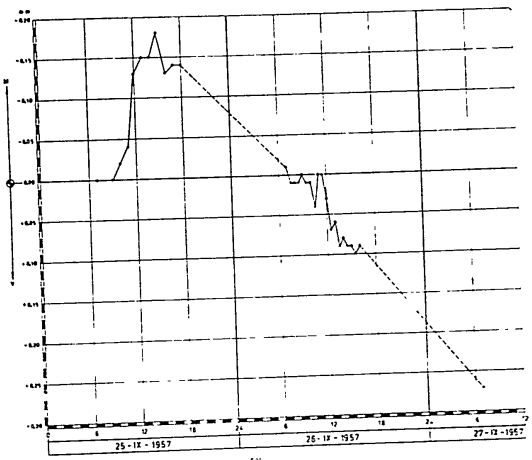


Fig. 4

Déplacements du sommet du plus haut élément du barrage de Malga Boazzo à vidange maximum

Crest deflections in the highest element of the Malga Boazzo dam at maximum drawdown

essentiel que l'expérimentateur sache organiser les mesures concernant ces phénomènes dans des limites de temps très rapprochées, au moins en ce qui concerne l'évaluation de ces mouvements anormaux. Cette enquête préliminaire sur le comportement des barrages revêtira donc une grande importance, notamment pour les structures minces.

Voyons maintenant quelles peuvent être les prescriptions, les méthodes et l'instrumentation à adopter pour obvier dans toute la mesure du possible à ce phénomène.

Nous avons dit que le problème consiste, dans son essence, à réduire

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

le temps nécessaire aux mesures sans introduire pour cela d'autres sources d'erreur; on peut obtenir ce résultat de différentes manières.

La première solution — qui serait aussi la plus simple et que plusieurs auteurs ont envisagée — résiderait dans l'adoption de la méthode photo-

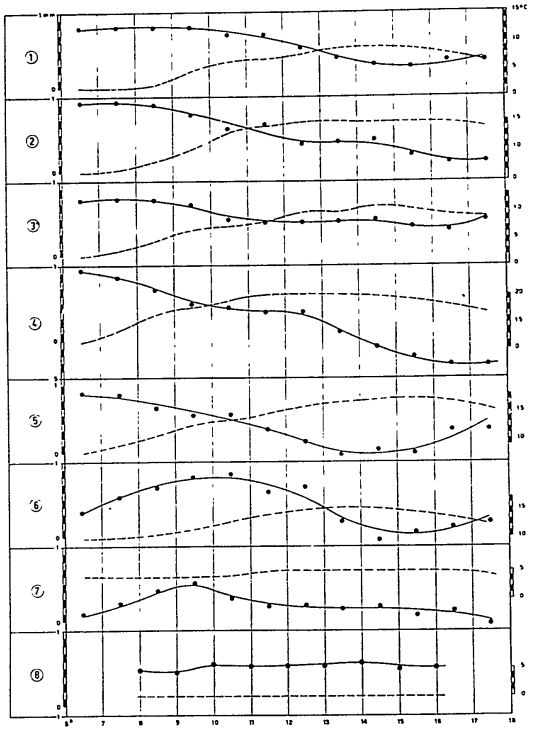


Fig. 5

Déplacements de la clé de l'arc au sommet du barrage d'Isolato dans 8 mois de l'an, et courbes des températures de l'air, dans les 24 h

Crest deflections at arch crown in the Isolato dam for 8 months of the year, and diagrams of air temperature for a 24 h period.

grammétrique, on ne saurait mieux choisir en tant que méthode, car on peut de la sorte saisir différents instants de la vie de l'ouvrage et les documenter à l'aide des photogrammes.

Malheureusement, la méthode photogrammétrique n'est pas encore assez précise aux fins visées par nous du moins dans les conditions actuelles de cette technique Les déformations des gélatines sensibles et des supports par suite des courtes distances focales des objectifs et la rigidité de la caméra en regard des mouvements de la lunette des phototheodolites ne permettent que des précisions angulaires de l'ordre de quelques dizaines de secondes sexagésimales

Il est possible d'obtenir une réduction de la durée du travail nécessaire en réduisant le total des répétitions des mesures.

Il est reconnu, en effet, qu'en augmentant le nombre des plans de mesure on peut obtenir une réduction de l'erreur moyenne de la moyenne des mesures angulaires Mais comme l'erreur moyenne en question est inversement proportionnelle à la racine carrée du nombre des répétitions, il est évident que la diminution de sa valeur a lieu très lentement.

S'il est donc vrai que la réduction du nombre des répétitions accroît l'erreur moyenne susdite, d'autre part la précision d'ensemble des opérations se trouve améliorée.

Une autre solution qui pourrait faciliter les opérations de levé et abréger leur durée pourrait résider dans l'emploi d'un plus grand nombre d'instruments, maniés par un plus grand nombre d'observateurs. On pourrait réaliser, bien entendu, une économie de temps plus considérable en associant cette solution à la précédente.

A notre avis, cependant, les meilleurs résultats peuvent être atteints, dans des cas pareils, par l'adoption d'un théodolite à enregistrement photographique du cercle horizontal. L'opérateur serait de la sorte dégrevé du travail de coïncidence ou de lecture du cercle et limiterait son attention au pointage pur et simple du voyant. La réduction de la durée des mesures de campagne serait de 60 % environ, car on économiserait le temps nécessaire à la coïncidence et à la lecture du cercle, qui sont par contre effectuées ultérieurement sur le film enregistré, dans le milieu bien plus calme d'un bureau d'études. De plus, le fait que l'attention de l'observateur est uniquement tournée vers le pointage du voyant accroît la précision d'ensemble des mesures. Un autre avantage, considérable à notre avis, réside dans la documentation des données des mesures, car en pareil cas le cahier de campagne est remplacé par un film, ce qui permet d'éclaircir aussitôt tout défaut éventuel de congruence des calculs.

On pourrait ici avancer quelques objections sur la précision des lectures effectuées sur le film à l'aide d'un microscope micrométrique spécial. Dans un court article sur *Le théodolite de précision Wild* T 3 *avec enregistrement photographique*, publié par la revue *Schweiz Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik*, le Professeur H. Kasper de Zurich conclut sa rapide illustration de l'instrument considéré et de ses emplois en signalant que l'erreur quadratique moyenne de lecture, pour un seul enregistrement et une seule mesure sur le film, a été

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de ·. o",2, ce qui confirme parfaitement les résultats de la lecture normale au microscope de l'instrument.

3. Quelle que soit la méthode choisie parmi celles que nous avons illustrées, pour réduire la durée des levés, il faudra toujours expérimenter, avant d'effectuer les mesures initiales, la durée des différentes stations, et de prendre note de toutes les conditions d'ambiance susceptibles de troubler, de quelque façon que ce soit, la bonne marche des mesures.

L'opérateur doit en effet établir, sur la base de cette analyse, la durée de chaque station de mesure et la succession rigoureuse des stations, sous le rapport des conditions d'éclairage des voyants et de l'instrument. Il faut se représenter l'influence considérable et délétère de l'erreur de phase dérivant de l'éclairage unilatéral des signaux, de l'agitation de l'air, etc.

Le temps et la succession des stations une fois fixés, l'opérateur devra s'en tenir scrupuleusement à ces prescriptions dans toutes les triangulations successives. L'intérêt réside en effet, rappelons-le, dans la détermination de la variation de position d'un point et non de sa position absolue; il est donc important de retrouver, lors de chaque opération successive, les mêmes conditions initiales. Cette considération est également valable pour permettre de trouver et d'adopter toutes les menues précautions de centrage des voyants et du théodolite, de pointée, de coïncidence, de lecture, qui constituent le bagage indispensable de tout observateur consciencieux.

III. Les premiers résultats obtenus ouvrent la voie à d'autres recherches utiles aux fins de l'amélioration et du perfectionnement des mesures.

Ces recherches pourront porter sur la vérification des hypothèses avancées en phase de reconnaissance au sujet de la stabilité présumée des piliers de la triangulation, ou de l'orientation absolue du réseau: elles pourront également concerner les précisions obtenues pendant les différentes opérations.

L'analyse des résultats pourra indiquer si les mouvements des piliers sont purement accidentels ou s'ils ont un caractère périodique, et préciser la corrélation entre cette période et les conditions d'ambiance. On pourra voir par là dans quelle mesure et jusqu'à quelle distance en aval du barrage l'influence d'une retenue peut être ressentie.

Afin de pouvoir effectuer le contrôle avec une certaine tranquillité, il est nécessaire toutefois de bien étudier la précision des résultats, de manière à voir si l'ordre de grandeur des déplacements résultants est supérieur ou inférieur à celui des erreurs moyennes.

Un contrôle très évident de la précision des résultats peut être obtenu si l'on introduit dans le réseau une base dont on ne tiendra pas compte dans le calcul de compensation. Les variations de longueur de la base susdite pourront être obtenues par déduction des calculs ou mesurées directement.

La comparaison entre les deux valeurs donnera l'ordre de grandeur de la précision obtenue dans l'opération lors de la détermination des déplacements.

Il est bon, naturellement, qu'on institue un calcul plus exact et plus rigoureux des erreurs moyennes de détermination des variations de position des points, cette évaluation est même assez facile et rapide si l'on emploie dans la compensation des mesures des méthodes rigoureuses

Cette analyse revêt, en conclusion, une importance fondamentale non seulement sous l'angle statistique, mais surtout parce qu'elle est en mesure de nous fournir des indications susceptibles d'avoir une importance capitale aux fins d'une interprétation correcte des résultats; elle permet en outre à l'expérimentateur de trouver la façon d'améliorer chaque fois les schémas des nouvelles triangulations, de manière à obtenir des resultats non seulement dignes de foi, mais aussi toujours plus utiles aux fins visées

RÉSUMÉ.

Après une rapide analyse de la nature des erreurs susceptibles d'entacher les mesures angulaires dans une triangulation géodésique, on donne un certain nombre de conseils concernant les recherches à effectuer en phase de reconnaissance, afin d'installer les piliers d'un réseau de triangulation de la meilleure façon possible

On préconise en outre quelques recherches à effectuer avant d'aborder les mesures et rapporte les résultats des études faites sur le comportement de quelques grands barrages pendant une période de 48 h. Ces études montrent de quelle façon et dans quelle mesure les structures à faible capacité thermique subissent des déplacements pendant la journée.

On conseille enfin, à titre de conclusion, d'analyser les premiers résultats obtenus, afin de se procurer non seulement quelques informations sur le comportement de la roche en aval du barrage, mais aussi sur le degré de précision obtenu

SUMMARY.

After a short review of the nature of errors that may invalidate the reliability of angle measures in a geodetic triangulation, this paper offers some suggestions on investigations to be made during field surveys for placing triangulation posts in their best position

Some investigations to be performed before starting with measurements are suggested and the results of investigations on the behaviour of some large dams over a period of 48 h are reported, showing how

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

and how much a unit having small thermal capacity can move during the time of a day. Finally, this paper concludes with the advise to analyse the early acquisitions available in view of obtaining information not only on the behaviour of the rock downstream of the dam, but also on the accuracy obtained.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58.

Imprimé en France

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 66

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

C. MARCELLO
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

MÉTHODES ET INSTRUMENTS POUR LA MESURE DES DÉFORMATIONS DES GRANDS BARRAGES (*).

INTRODUCTION DE CLAUDIO MARCELLO,
Ingénieur-Conseil, Directeur du Service des Constructions
Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, Milan

Dans les conditions actuelles de réalisation des barrages, il n'est pas nécessaire d'insister sur l'importance décisive des observations systématiques sur le comportement de ces grands ouvrages de la technique moderne.

L'étude des déformations de ces structures est en particulier la seule méthode pratique susceptible de nous permettre, à l'heure actuelle, d'éclaircir les conditions réelles de fonctionnement d'un barrage, qui dépendent de tant d'éléments généralement difficiles à préciser pendant la phase d'élaboration du projet et d'obtenir les données nécessaires en vue d'améliorer, soit les systèmes de calcul, que les principes d'étude de la structure à réaliser.

(*) *Methods and instruments for measuring large dams deflections.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Il est donc extrêmement intéressant, aux fins de l'économie générale de ces ouvrages, de procéder à une détermination aussi exacte que possible de leur comportement et en particulier de leurs déformations, à partir desquelles on pourra remonter aux causes — généralement multiples — qui les engendrent et établir ensuite, moyennant examen approprié, la distinction entre les effets des unes et des autres.

Déformations et déplacements sont cependant, en général, d'ordre minime par rapport aux dimensions des ouvrages, de sorte que leur évaluation n'est pas exempte de difficultés pratiques; seuls le progrès des instruments de mesure, le perfectionnement des méthodes, l'expérience acquise sur ce terrain particulier d'opérations ont permis d'aborder le problème avec sûreté et peuvent permettre d'atteindre des résultats assez proches de la réalité.

A la lumière de ces conceptions et dans le cadre du Service de Constructions hydroélectriques placé sous notre direction, nous avons constitué la Section d'Observation des Barrages, chargée de procéder matériellement aux mesures et d'en élaborer les résultats.

La recherche d'amélioration des méthodes d'observation dans les différents cas a entraîné la définition de techniques spéciales et conseillé de nouveaux modes d'installation des instruments de mesure.

Nous avons estimé opportun d'en informer ceux d'entre nos Collègues que ces perfectionnements sont susceptibles d'intéresser.

Nous tenons à souligner que le domaine d'observation où l'activité de notre Service s'exerce de façon croissante est d'une étendue considérable. En effet, les barrages appartenant aux Sociétés du Groupe Edison totalisent 69 structures des types les plus divers, dont 17 d'une hauteur supérieure à 30 m.

Au cours de ces vingt dernières années, 23 ouvrages ont été étudiés et construits sous notre direction personnelle. ils comprennent les structures les plus importantes du total indiqué ci-dessus. Si l'on y ajoute neuf importants barrages (partie de type nouveau) étudiés par nous pour le compte d'autres organismes, on peut affirmer à bon droit, à titre de conclusion, que depuis dix ans désormais notre activité s'exerce profitablement sur un terrain d'observation d'ampleur exceptionnelle.

Les quatre mémoires que présente notre introduction, savoir :

R.62. *L'emploi des collimateurs dans la mesure des déplacements des barrages du Groupe Edison;*

R.63. *Organisation des mesures et des calculs pour la détermination des déplacements du barrage de Malga Boazzo, par la méthode géodésique;*

R.64. *L'emploi des basomètres à station fixe dans la détermination des déplacements des barrages par les méthodes géodésiques;*

R.65. *Recherches préliminaires en vue de l'exécution la plus correcte d'une triangulation géodésique dans des déplacements d'un grand barrage;*

concernent l'étude méthodique de systèmes et d'instruments nouveaux.

Nous tenons à remercier vivement M. Marazio, ingénieur civil, qui a consacré à ces études un soin tout particulier.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 67

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France

ANALYSE DES DÉPLACEMENTS DE LA CLÉ DE L'ARC DE COURONNEMENT DU BARRAGE DE SANTA GIUSTINA, RELEVÉS PENDANT LES SIX PREMIÈRES ANNÉES D'OBSERVATION (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON, MILAN (1).

I. — PRÉLIMINAIRES.

Les déplacements radiaux de la clé de l'arc de couronnement du barrage de Santa Giustina (2) sont relevés par deux moyens : une collimation, qui est effectuée presque chaque jour, et une triangulation qui est mesurée quatre fois par an. On a commencé à effectuer ces

(*) *Analysis of displacements at crown of crest arch in the Santa Giustina dam, measured during the first six years of observation.*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, dirigé par M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil) avec la participation particulière de M Gianni B. Formica, Ingénieur électricien.

(2) Ce barrage a été projeté et construit par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil. Période de construction : 1940-1950.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

mesurages en 1951 et depuis on les a poursuivis regulierement [illegible] ce sont les resultats obtenus pendant les six premieres annees qui sont présentes au congres. En particulier, dans le present Memoire est fait etat des resultats obtenus avec la collimation ainsi que de l'élaboration de ces derniers, elaboration effectuee dans le but de voir la regularite des deplacements et d'en degager les causes.

Le graphique chronologique des déplacements du point examiné — graphique etabli a l'aide des valeurs moyennes decadaires [illegible] est reproduit dans la figure 1 A. Dans le graphique deux faits ressortent nettement : le rythme annuel accuse et la tendance, legere mais evidente, que le point en question a a se deplacer irreversiblement vers l'amont.

Comme on l'a deja annonce plus haut, l'etude dont on communique ici les résultats s'est proposé deux buts : d'une part, a propos du déplacement progressif vers l'amont auquel est sujet le point examiné, de mettre en lumiere sa tendance eventuelle a rejoindre une position moyenne d'équilibre bien definie et, d'autre part, de determiner quelle fraction du deplacement reversible peut etre attribuee a l'action de la poussée hydrostatique et quelle fraction a celle des variations de température du barrage. Pour ce faire, on a choisi quelques grandeurs que l'on a utilisées pour tenir compte de la poussee hydrostatique et de l'état thermique du barrage. Apres avoir verifie, sur la base d'une première étude des resultats des mesures effectuees jusqu'en [illegible] y compris, la probable correlation de ces grandeurs avec les deplacements, on a supposé l'existence, entre celles-ci et les deplacements d'un rapport fonctionnel : on a pu de la sorte déterminer, sur la base de ces resultats experimentaux, une expression approchee de la fonction qui traduit ce rapport, grâce a laquelle on a determiné par la suite la répartition du deplacement.

II — LES EXPRESSIONS INTERPOLATIVES DES DEPLACEMENTS EN FONCTION DU TEMPS ET DES VARIATIONS DE RETENUE ET DE TEMPERATURE

En vue de représenter les variations de la poussée de l'eau on a pris les variations de la cote de la surface libre du lac.

Pour représenter l'état thermique du barrage on a choisi la température t de l'arc de couronnement et les moyennes θ et D, relatives à tout le barrage, de la température et de la difference de température entre les parements aval et amont. Ce choix a été suggéré par la prévision que le deplacement du point considéré sera conditionné par les causes qui agissent directement sur l'arc où est situé ce point — principalement la variation t — de même que par les variations thermiques qui agissent sur l'ensemble du barrage, a cause de la solidarité de cet arc avec la partie inferieure de la structure. Variations que l'on a essayé de résumer dans les grandeurs θ et D.

Le graphique chronologique des variations de retenue est reproduit

dans la figure 1 B ; les graphiques des variations de température t, θ et D dans la figure 1 C.

En vue de tenir compte de la partielle irréversibilité du phénomène, on a imaginé que le déplacement w dépende du temps τ non seulement par l'intermédiaire des quatre variables mentionnées plus haut, mais aussi directement.

De toutes ces grandeurs on a considéré les variations des moyennes décadaires par rapport aux valeurs qu'elles ont prises dans la seconde décade de juillet 1951, décade qui a été adoptée comme point de départ pour toutes les études actuelles se rapportant au barrage de Santa Giustina, car c'est en cette décade qu'a été effectuée la mesure de triangulation adoptée comme référence.

Pour déterminer une expression approchée de la fonction

$$(1) \qquad w = w[\tau, H(\tau), t(\tau), \theta(\tau), D(\tau)]$$

on a supposé qu'elle soit la somme de cinq termes dont chacun dépende d'une seule des variables τ, H, t, θ et D :

$$(2) \qquad w = f_\tau(\tau) + f_H(H) + f_t(t) + f_\theta(\theta) + f_D(D),$$

où les divers f sont symboles de fonctions généralement imprécisables *a priori*. En ce qui concerne les f qui dépendent de la charge hydrostatique et des températures, on a pourtant admis — étant donnée la régularité des phénomènes qui se produisent dans le barrage — que ces fonctions soient développables en série de Mac Laurin — c'est-à-dire à partir des points (O, O), représentatifs de l'état du barrage dans la seconde décade de juillet 1951 — et qu'elles soient représentées avec une approximation suffisante par un nombre limité de termes. Ainsi le déplacement w peut être exprimé dans la forme :

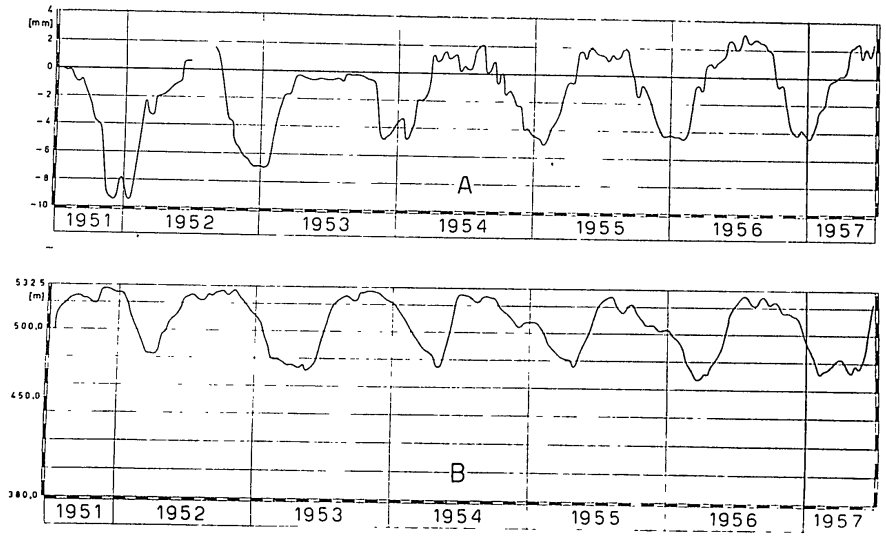
$$(3) \qquad w = f_\tau(\tau) + \sum_i^{n_H} \alpha_i H^i + \sum_i^{n_t} \beta_i t^i + \sum_i^{n_\theta} \gamma_i \theta^i + \sum_i^{n_D} \delta_i D^i$$

où les α_i, β_i, γ_i, δ_i et les n sont d'opportunes constantes.

Une étude particulière a été préliminairement consacrée à une recherche de première approximation de l'expression la plus adéquate pour la fonction $f_\tau(\tau)$ qui, évidemment, doit exprimer l'influence que le temps exerce sur le déplacement, les autres facteurs étant égaux. Pour ce faire, on a calculé pour chaque mois la moyenne annuelle mobile du déplacement relevé, à savoir la moyenne des déplacements relevés dans les six mois précédents et dans les six mois suivants l'instant moyen du mois auquel la moyenne elle-même se rapporte.

Si le déplacement était une fonction périodique avec période annuelle, la moyenne relative à douze mois consécutifs serait indépendante du groupe de mois considéré, comme cela se produit pratiquement pour les retenues et pour les températures. Par contre, la moyenne des déplacements se montre monotonément variable avec le temps, traduisant ainsi la dérive vers l'amont du point considéré. Des différentes fonctions du temps qu'on a essayées — monome, rationnelle entière

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8



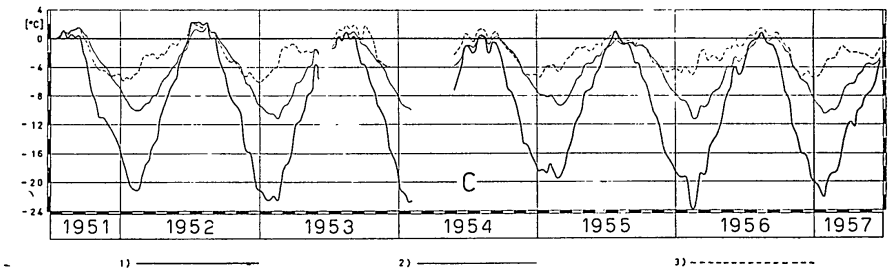


Fig. 1.

Les déplacements et les variations de retenue et de températures relevés pendant les six années d'observation.

(A) Déplacements.
(B) Variations de retenue.
(C) Variations de températures.

(1) *I*, (2) 9; (3) D.

The displacements, water level variations, and temperature variations measured during the six years of observation.

(A) *Displacements*
(B) *Water level variations.*
(C) *Temperature variations*

(1) *I*; (2) 9; (3) D.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de second et de troisième degré, exponentielle, homographique — c'est cette dernière qui s'est avérée la plus adéquate pour résumer avec le moindre écart quadratique moyen les moyennes mobiles M des déplacements relevés et l'on a trouvé précisément qu'à cette fonction il faut donner l'expression

$$M(\tau) = \frac{1{,}501\,\tau}{\tau + 7{,}18} \qquad (\tau > 0) \tag{4}$$

quand le temps τ est mesuré en décades et le déplacement est mesuré en millimètres et considéré positif quand il est dirigé vers l'amont.

Partant de ce premier résultat de base on a décidé d'adopter, pour la suite de cette étude, pour $f(\tau)$ l'expression

$$f(\tau) = \varepsilon_1 \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} + \varepsilon_2 \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2}, \tag{5}$$

dans laquelle ε_1 et ε_2 sont deux constantes et doivent être déterminées selon le critère qui sera indiqué plus bas.

Avec la position (5), la (3) devient

$$w = \varepsilon_1 \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} + \varepsilon_2 \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} - \sum_i^{n_H} \alpha_i H^i - \sum_i^{n_l} \beta_i l^i - \sum_i^{n_\theta} \gamma_i \theta^i + \sum_i^{n_D} \delta_i D^i. \tag{6}$$

A ce point, le problème de la recherche de la fonction (1) est réduit à celui du choix des exposants n_H, n_l, n_θ, et n_D des termes auxquels arrêter les développements en séries de puissances et à celui de la détermination des valeurs des constantes ε_1, ε_2, α_i, β_i, γ_i et δ_i.

Pour ce qui concerne les exposants n_H, n_l, n_θ et n_D on a essayé les expressions complètes de premier, deuxième, troisième et quatrième degré dans les variables H, l, θ et D :

$$\left\{\begin{aligned}
w^{\mathrm{I}} &= \varepsilon_1^{\mathrm{I}} \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} + \varepsilon_2^{\mathrm{I}} \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} + \alpha_1^{\mathrm{I}} H + \beta_1^{\mathrm{I}} l + \gamma_1^{\mathrm{I}} \theta + \delta_1^{\mathrm{I}} D,\\
w^{\mathrm{II}} &= \varepsilon_1^{\mathrm{II}} \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} + \varepsilon_2^{\mathrm{II}} \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} + \alpha_1^{\mathrm{II}} H + \alpha_2^{\mathrm{II}} H^2 + \beta_1^{\mathrm{II}} l + \beta_2^{\mathrm{II}} l^2 \\
&\qquad + \gamma_1^{\mathrm{II}} \theta + \gamma_2^{\mathrm{II}} \theta^2 + \delta_1^{\mathrm{II}} D + \delta_2^{\mathrm{II}} D^2;\\
w^{\mathrm{III}} &= \varepsilon_1^{\mathrm{III}} \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} + \varepsilon_2^{\mathrm{III}} \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} + \alpha_1^{\mathrm{III}} H + \alpha_2^{\mathrm{III}} H^2 + \alpha_3^{\mathrm{III}} H^3 \\
&\qquad + \beta_1^{\mathrm{III}} l + \beta_2^{\mathrm{III}} l^2 + \beta_3^{\mathrm{III}} l^3 \\
&\qquad + \gamma_1^{\mathrm{III}} \theta + \gamma_2^{\mathrm{III}} \theta^2 + \gamma_3^{\mathrm{III}} \theta^3 \\
&\qquad + \delta_1^{\mathrm{III}} D + \delta_2^{\mathrm{III}} D^2 + \delta_3^{\mathrm{III}} D^3;\\
w^{\mathrm{IV}} &= \varepsilon_1^{\mathrm{IV}} \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} + \varepsilon_2^{\mathrm{IV}} \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} + \alpha_1^{\mathrm{IV}} H + \alpha_2^{\mathrm{IV}} H^2 + \alpha_3^{\mathrm{IV}} H^3 + \alpha_4^{\mathrm{IV}} H^4 \\
&\qquad + \beta_1^{\mathrm{IV}} l + \beta_2^{\mathrm{IV}} l^2 + \beta_3^{\mathrm{IV}} l^3 + \beta_4^{\mathrm{IV}} l^4 \\
&\qquad + \gamma_1^{\mathrm{IV}} \theta + \gamma_2^{\mathrm{IV}} \theta^2 + \gamma_3^{\mathrm{IV}} \theta^3 + \gamma_4^{\mathrm{IV}} \theta^4. \\
&\qquad + \delta_1^{\mathrm{IV}} D + \delta_2^{\mathrm{IV}} D^2 + \delta_3^{\mathrm{IV}} D^3 + \delta_4^{\mathrm{IV}} D^4;
\end{aligned}\right. \tag{7}$$

Pour ce qui concerne les constantes α, β, γ, δ, ε, elles ont été déterminées de manière à ce que les résultats des quatre formules (7) se rapprochent le plus possible des résultats des mesurages de la période d'observation 1951-1956. Et précisément, pour chacune des (7) on a déterminé les α, β, γ, δ, ε qui rendent minimum l'écart quadratique moyen — pour toutes les décades (175 au total) de la période 1951-1956, pour lesquelles on avait tous les relevés nécessaires — entre la valeur w qui est calculée en fonction de H, l, θ, D, τ, à l'aide de la (7) considérée, et la valeur du déplacement effectivement relevé. Les constantes qui réalisent ces conditions, pour chacune des expressions (7), sont notoirement les racines d'un système d'autant d'équations algébriques linéaires avec autant d'inconnues qu'il y a de constantes dans l'expression (7) considérée : c'est-à-dire 6 pour la première, 10 pour la deuxième, 14 pour la troisième et 18 pour la quatrième.

Après avoir effectué les calculs on a trouvé :

$$\left\{\begin{aligned}
w^{\mathrm{I}} &= 6{,}100\,38 \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} - 0{,}425\,008 \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} \\
&\quad - 0{,}040\,759\,5\,\mathrm{H} + 0{,}366\,357\,l - 0{,}357\,849\,\theta + 0{,}559\,742\,\mathrm{D},\\
w^{\mathrm{II}} &= 5{,}855\,8 \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} - 0{,}299\,945 \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} \\
&\quad - 0{,}041\,930\,0\,\mathrm{H} - 0{,}000\,980\,468\,\mathrm{H}^2 - 0{,}389\,119\,l - 0{,}000\,943\,709\,l^2 \\
&\quad + 0{,}240\,516\,\theta + 0{,}018\,017\,9\,\theta^2 + 0{,}298\,705\,\mathrm{D} - 0{,}075\,782\,7\,\mathrm{D}^2;\\
w^{\mathrm{III}} &= 5{,}845\,3 \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} - 0{,}316\,095 \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} \\
&\quad - 0{,}021\,150\,9\,\mathrm{H} - 0{,}000\,760\,444\,\mathrm{H}^2 - 0{,}000\,018\,899\,0\,\mathrm{H}^3 \\
&\quad - 0{,}367\,510\,l - 0{,}011\,890\,1\,l^2 - 0{,}000\,370\,390\,l^3 \\
&\quad + 0{,}257\,170 + 0{,}021\,511\,6\,\theta^2 + 0{,}000\,493\,360\,\theta^3 \\
&\quad + 0{,}274\,608\,\mathrm{D} - 0{,}100\,811\,\mathrm{D}^2 - 0{,}005\,456\,45\,\mathrm{D}^3,\\
w^{\mathrm{IV}} &= 5{,}949\,56 \frac{\tau}{\tau + 7{,}18} - 0{,}307\,500 \frac{\tau}{(\tau + 7{,}18)^2} \\
&\quad - 0{,}013\,544\,\mathrm{H} - 0{,}001\,006\,8\,\mathrm{H}^2 - 0{,}000\,021\,633\,2\,\mathrm{H}^3 \\
&\quad + 0{,}000\,000\,182\,5\,\mathrm{H}^4 \\
&\quad + 0{,}158\,683 + 0{,}023\,270\,3\,l^2 + 0{,}001\,791\,6\,l^3 + 0{,}000\,052\,721\,9\,l^4 \\
&\quad - 0{,}147\,150 - 0{,}131\,1\,\theta^2 + 0{,}020\,903\,5\,\theta^3 + 0{,}001\,057\,6\,\theta^4 \\
&\quad + 0{,}125\,843\,\mathrm{D} - 0{,}147\,913\,\mathrm{D}^2 + 0{,}008\,581\,7\,\mathrm{D}^3 + 0{,}000\,805\,06\,\mathrm{D}^4,
\end{aligned}\right. \tag{8}$$

où les déplacements w, considérés, ainsi qu'on l'a dit, positifs quand ils sont dirigés vers l'amont, se trouvent exprimés en millimètres quand le temps est mesuré en décades, la variation H de la cote de la surface libre en mètres et les trois variations l, θ et D de température en degrés centigrades.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

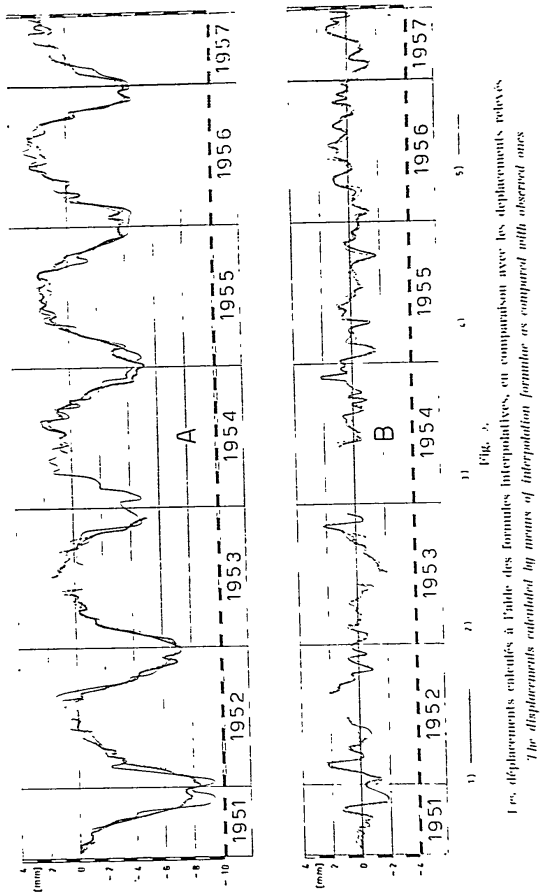


Fig. 2.

Les déplacements calculés à l'aide des formules interpolatives, en comparaison avec les déplacements relevés

The displacements calculated by means of interpolation formulae as compared with observed ones

III. — LES DÉPLACEMENTS CALCULÉS A L'AIDE DES FORMULES INTERPOLATIVES EN COMPARAISON AVEC LES DÉPLACEMENTS RELEVÉS.

Les déplacements calculés à l'aide des quatre formules (8) sont confrontés entre eux et avec les déplacements effectivement relevés dans la figure 2 A. La confrontation est répétée — dans une forme peut-être plus expressive — dans la figure 2 B, qui reproduit les diagrammes chronologiques des écarts entre les valeurs relevées des déplacements et celles calculées à l'aide des expressions (8).

La confrontation mentionnée est faite, non seulement pour la période 1951-1956, à laquelle se réfèrent les observations qu'on a utilisées pour déterminer les quatre formules (8) d'interpolation, mais aussi pour le premier semestre 1957 : cela en vue de faire l'essai de l'extrapolabilité des formules obtenues, à savoir de leur attitude à représenter aussi dans l'avenir les déplacements du barrage.

De l'étude des figures 2, quatre faits ressortent avec évidence.

1° L'allure chronologique tout à fait irrégulière des écarts, dans lesquels on ne peut relever aucune composante périodique de rythme annuel. Cette absence amène à penser que les grandeurs H, t, ϑ et D, desquelles nous avons fait dépendre la partie réversible des déplacements, sont suffisantes pour résumer les facteurs externes périodiques agissant sur le barrage, facteurs dont la période ne peut être considérée qu'annuelle.

2° La valeur limitée des écarts, qui dépassent rarement le millimètre.

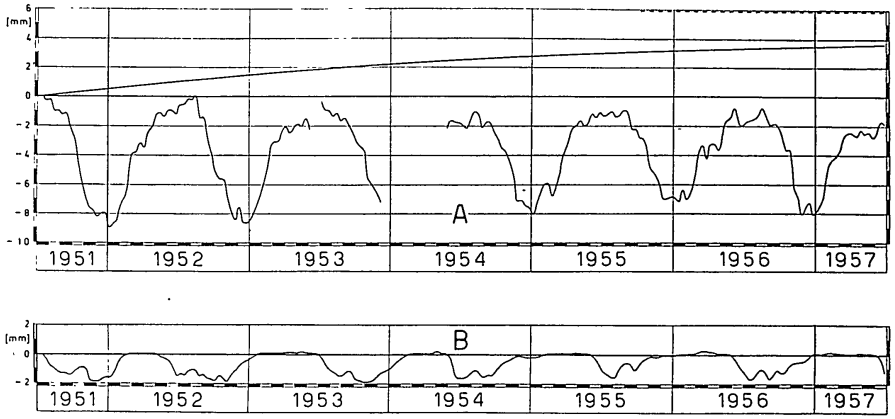
3° On peut remarquer l'exiguïté des différences existant entre les résultats de la formule linéaire et ceux des trois autres formules et l'équi-

LÉGENDE DE LA FIGURE 2

(A) Déplacements relevés.
(B) Écarts.
(1) Valeurs expérimentales
(2) Valeurs calculées à l'aide de la formule linéaire.
(3) " " " " quadratique.
(4) " " " cubique.
(5) " " de quatrième degre.

(A) *Displacements.*
(B) *Deviations*
(1) *Experimental values*
(2) *Values calculated by the linear formula.*
(3) " *quadratic formula.*
(4) " *cubic formula.*
(5) " " *fourth-degree formula.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8



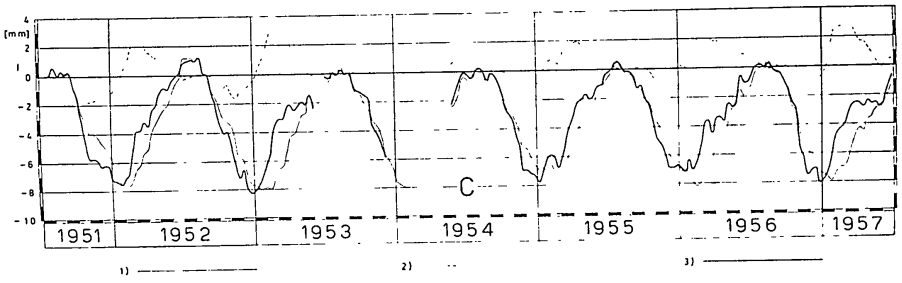


Fig. 7

Les différentes composantes des déplacements.

(A) Composantes irréversible et réversible
(B) Composante correspondant aux variations de retenue
(C) Composantes correspondant aux variations thermiques
(1) $f_t(t)$; (2) $f_b(0) + f_D(D)$; (3) $f_t(t) + f_b(0) + f_D(D)$.

The different components of displacements.

(A) *Irreversible and reversible components.*
(B) *Component corresponding to water level variations*
(C) *Components corresponding to temperature variations.*
(1) $f_t(t)$, (2) $f_b(0) + f_D(D)$, (3) $f_t(t) + f_b(0) + f_D(D)$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

valence pratique de ces dernières. L'n indice significatif de ces faits est l'écart quadratique moyen entre les valeurs relevées et celles que l'on calcule à l'aide des quatre formules (8) pour la période 1951-1956. Un tel écart s'avère de 0,87 mm déjà pour la formule « linéaire » et descend à 0,80, 0,79 et 0,77 mm respectivement pour les formules « quadratique », « cubique » et « de quatrième degré ».

1° Enfin, toujours en analysant les figures 2, on peut relever que, quand elles sont appliquées au 1957, les formules (8) — obtenues, comme l'on a déjà dit, sur la base des seuls résultats des mesurages effectués entre 1951 et 1956 — donnent encore des résultats entièrement satisfaisants : les écarts quadratiques moyens relatifs au premier semestre 1957, considéré isolément, ne dépassent que de 10 % ceux qui se rapportent à la période 1951-1956, restant par conséquent inférieurs au millimètre.

***

On peut donc conclure que les quatre formules obtenues peuvent résumer les résultats expérimentaux avec une approximation qu'il est difficile de ne pas tenir pour plus que satisfaisante, si l'on considère, d'une part, la précision que l'on peut attendre des mesures de collimation, et, d'autre part, la complexité du phénomène que les formules essaient de résumer.

On peut remarquer notamment que des résultats satisfaisants sont déjà donnés par la formule « linéaire » dont la structure est particulièrement simple.

IV. — ANALYSE DES DIFFÉRENTES COMPOSANTES DES DÉPLACEMENTS

Les figures 3 permettent une analyse plus approfondie. En effet elles illustrent d'une manière détaillée les résultats obtenus avec la formule de quatrième degré, qui sont en somme peu différents, mais légèrement plus précis que ceux obtenus avec les autres formules.

Toutes ces figures 3 donnent les graphiques chronologiques — relatifs à la période juillet 1951-juillet 1957 — de diverses composantes du déplacement w^0 calculé à l'aide de la quatrième des formules (8). Et en particulier, la figure 3 A reproduit la courbe de la composante, irréversible,

$$(9) \qquad f(\tau) = 5{,}999\,56\,\frac{\tau}{\tau + 64{,}18} - 0{,}807\,506\,\frac{\tau}{(\tau + 74{,}18)^2}$$

dépendant directement du temps τ, et celle de toute la partie restante — réversible — de w^0 dépendant des autres grandeurs H, t, θ, D: cette figure reproduit aussi, en traits et points, l'asymptote $\tau = \infty$ de la première courbe.

La figure 3 B représente la courbe de la portion f_H (H) de déplacement qui — suivant la formule (8) — est conditionnée par la variation H

de retenue selon l'expression

$$(10) \qquad f_H(H) = -0{,}013\,411\,H - 0{,}001\,606\,8H^2 - 0{,}000\,071\,655\,H^3 - 0{,}000\,000\,187\,117\,H^4$$

Enfin, la figure 3 C représente les courbes des fonctions

$$(11) \qquad f_t(t) = 0{,}198\,687 - 0{,}023\,594\,7t - 0{,}001\,594\,16t^2 - 0{,}000\,047\,219\,6t^3,$$

$$(12) \qquad f_\theta(\theta) = f_D(D) = 0{,}187\,569\theta - 0{,}131\,699\theta^2 - 0{,}000\,905\,59\theta^3 - 0{,}001\,057\,69\theta^4 + 0{,}199\,851\,D - 0{,}147\,918D^2 - 0{,}008\,817\,1D^3 - 0{,}002\,805\,06D^4$$

et de leur somme.

La courbe f-(τ) (*fig* 3 A), qui représente évidemment le déplacement progressif vers l'amont du point étudié, indique la tendance de ce point à se stabiliser autour d'une position moyenne que l'équation (9) prévoit à 6 mm environ en amont de la position relevée dans la seconde décade de juillet 1951.

L'autre courbe de la figure 3 A indique que la composante réversible du déplacement, qui se greffe sur le mouvement de dérive vers l'amont, est une oscillation dont le rythme annuel est évident et dont l'ampleur varie, suivant les années, de 7 à 9 mm.

De cette oscillation, la figure 3 B indique que la partie en corrélation avec les variations de retenue n'arrive pas à 2 mm. En confrontant la courbe de la figure 3 B avec celle oscillante de la figure 3 A, on remarque enfin que l'oscillation liée à la retenue avance à peu près d'un trimestre sur l'oscillation totale.

Il apparaît, par contre, pratiquement en phase avec cette oscillation totale, l'oscillation (*fig* 3 C) qui, d'après la quatrième des formules (8) correspond à l'ensemble des variations thermiques t, θ, D, et qui donne lieu à un déplacement annuel de 9 mm environ. Les deux autres courbes de la figure 3C indiquent enfin que cette oscillation dépendant des variations thermiques est principalement constituée par la composante liée avec la température t de l'arc auquel appartient le point examiné et qu'elle subit modérément l'influence des températures θ et D concernant l'ensemble du barrage

V. — CONCLUSIONS.

Il nous semble que, comme conclusion de cette étude du comportement du barrage, tel qu'il ressort des collimations effectuées pendant les six premières années de son existence, on peut souligner les résultats suivants :

1. La constatation de la régularité du comportement du barrage dont on peut voir un indice dans l'étroite corrélation des déplacements avec les variations de retenue et de température. La possibilité que

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

cette corrélation se maintienne également à l'avenir semble être confirmée par la docilité avec laquelle les résultats des mesurages de 1957 se laissent interpréter à l'aide des formules d'interpolation déduites des relevés effectués au cours des années précédentes,

2. La mise en évidense de la tendance du point examiné à se stabiliser autour d'une position qui s'écarte de quelques millimètres seulement de la position relevée au début des observations;

3. Le fait que seulement une fraction relativement peu importante des déplacements de la clé de l'arc de couronnement peut être mise en corrélation avec les considérables variations annuelles de retenue;

4. L'influence amplement prédominante, en ce qui concerne ces déplacements, des variations de température du barrage;

5. La prédominance, parmi les effets de ces températures, des effets de la température de l'arc de couronnement, par rapport à celles qui intéressent l'ensemble du barrage;

6. La confirmation que le fonctionnement statique de la partie la plus élevée du barrage de Santa Giustina est essentiellement par arcs indépendants, ainsi que la forme du barrage fait prévoir : cette confirmation est exprimée par les points précédents 3, 4 et 5, qui affirment, par rapport au déplacement de la clé de l'arc de couronnement du barrage, la prédominance des variations de la température t de cet arc sur les autres facteurs H, θ et D, qui traduisent la solidarité du couronnement avec la partie inférieure du barrage.

RÉSUMÉ.

Le présent rapport analyse les déplacements radiaux de la clé de l'arc de couronnement du barrage de Santa Giustina — barrage voûte à simple courbure, haut de 152,5 m — relevés pendant les premières six années d'observation. Cette étude a révélé une étroite corrélation entre ces déplacements, d'une part, et les variations de la retenue et de l'état thermique du barrage de l'autre. Grâce à cette corrélation, on a pu déterminer quatre formules interpolatives diverses, chacune donnant, en fonction des variations de la retenue et des températures, des déplacements dont les écarts quadratiques moyens, par rapport aux valeurs expérimentales des six années d'observation, n'atteignent pas le millimètre. On présente aussi les composantes du déplacement que l'une des formules interpolatives fait correspondre aux différentes causes agissant sur le barrage . elles confirment la régularité du comportement de la structure et s'accordent de façon satisfaisante avec le fonctionnement statique que la forme du barrage laissait envisager.

SUMMARY.

The present paper analyzes the radial displacements at the crown of the crest arch in the Santa Giustina dam (single-curvature arch dam, 152.5 m high) measured during the first six years of observation.

This study revealed a strict correlation between these displacements on one side, and variations in storage and thermal conditions of the dam, on the other

Based on this correlation, it was possible to determine four different interpolation formulae The displacements obtained by each one of these formulae, in function of the water level and temperature variations, show mean quadratic deviations, with regard to experimental data of the six-year observation, which are smaller than one millimeter

The study presents also those components of displacements which one of the interpolation formulae shows to correspond to the different factors acting on the dam They give a confirmation of the regularity of dam behaviour and prove to be in satisfactory agreement with the statical characteristics of the structure

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 68

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LE COMPORTEMENT DU BARRAGE DE SANTA GIUSTINA PENDANT LES CINQ PREMIÈRES ANNÉES D'OBSERVATION, COMPARÉ AVEC LES RÉSULTATS DE QUELQUES CALCULS DE VÉRIFICATION (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON, MILAN (1).

LE BARRAGE ET SES APPAREILLAGES DE CONTRÔLE.

Le barrage de Santa Giustina (2) se situe dans les Alpes italiennes. Il a été construit de 1946 à 1950 et fait partie du système hydroélectrique du fleuve Noce, dont il barre le cours à la hauteur d'une gorge étroite à parois presque verticales, formant une retenue dont la capacité est

(*) *The behaviour of Santa Giustina dam during the first five years of observation compared with the results of some verifying calculations*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, dirigé par M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M. Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil), avec la participation particulière de M. Gianni B Formica, Ingénieur électricien.

(2) Ce barrage a été projeté et construit par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil. Période de construction : 1946-1950.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de 183 millions de mètres cubes et qui sert à la régularisation annuelle de l'énergie productible par deux centrales situées à l'aval.

C'est un barrage-voûte, à simple courbure, ayant la hauteur de 152,50 m (*fig.* 1 et 2). Ses arcs sont pratiquement symétriques, leur épaisseur augmente en allant de la clé aux naissances, et, à la clé, varie entre 3,50 m au couronnement (à la cote 532,50) et 16,50 m à la base (à la cote 380,00); du couronnement à la base, le rayon moyen de courbure varie de 14,50 à 25,50 m et l'ouverture angulaire de 108° à 77° 55'.

Le barrage est en béton légèrement armé à proximité des parements et confectionné à 250 kg de ciment par mètre cube au-dessous de la cote 425,00 et à 300 kg/m³ au-dessus de la cote susdite.

Les parois et le fond de la gorge sont constitués par de la dolomite à stratifications horizontales, avec de nombreuses petites diaclases : le barrage s'y appuie directement le long des 102,50 m inférieurs, moyennant une semelle de béton légèrement armé le long des 40 m immédiatement au-dessus, tandis que pour les 10 m restant il pose sur deux culées massives.

Le barrage est pourvu d'un appareillage qui permet la mesure des variations de température, des dilatations et des déplacements.

La direction Nord-Sud de l'axe de la gorge et sa forme en U ont suggéré de limiter les relevés des températures à la console de clé. On y a emmuré onze thermomètres électriques (*fig.* 2 A) : deux dans l'arc à la cote 527 et à 35 cm de distance des deux parements; trois sur chacun des arcs situés aux cotes 483, 455,5 et 407,5 où l'on a placé non seulement les thermomètres à 35 cm des parements, mais aussi un thermomètre équidistant de ces derniers. La figure 2 A, qui indique l'emplacement des thermomètres mentionnés, montre aussi le thermomètre placé dans l'air, à la cote 480 appuyé au parement aval, et celui qui, appuyé au parement amont à la cote 430, est par conséquent toujours submergé dès le premier remplissage.

Comme on pouvait prévoir que le barrage de Santa Giustina résisterait essentiellement par arcs, on l'a équipé d'un appareillage d'extensomètres qui permet de contrôler une seule console, la console de clé, et quatre arcs situés respectivement aux cotes 526, 481, 451 et 406. On se proposait de mesurer les déformations locales, et par celles-ci de remonter aux contraintes s'exerçant aux bords des sections à la clé et aux naissances. En vue d'effectuer ces relevés on a maçonné sur le parement aval de chacun des quatre arcs examinés (*fig.* 2 C), à la clé et aux deux naissances, quatre bases pour extensomètres amovibles : une horizontale, une verticale et les deux autres orthogonales entre elles, et à 45° par rapport aux deux premières. On a noyé à l'amont dans le béton, à 25 cm environ de la surface des parements, un témoin sonore horizontal à chaque naissance, un témoin horizontal et un vertical à la clé. Près de la clé de chaque arc, légèrement déplacées vers la culée gauche, on a ajouté, sur le parement aval, deux bases pour extensomètres amovibles isolées, l'une horizontale, l'autre verticale, et dans le béton vers l'amont un témoin sonore vertical, ce dernier étant

lui aussi isolé. Les bases isolées à l'aval sont appliquées sur une petite portion de structure isolée du reste par une incision le long de son péri-

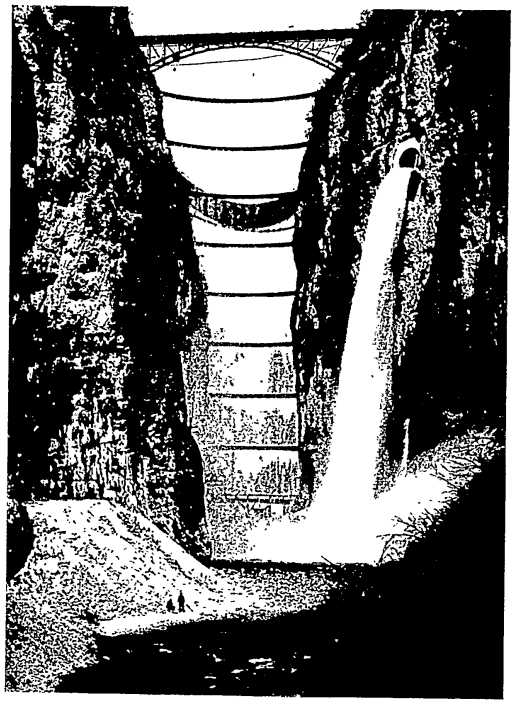


Fig. 1.
Le barrage.
The dam.

mètre, suffisamment profonde pour intercepter le flux des efforts. Les appareils ainsi aménagés ont le but bien connu de mesurer les déformations dues aux variations locales de température, au retrait ou à la

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

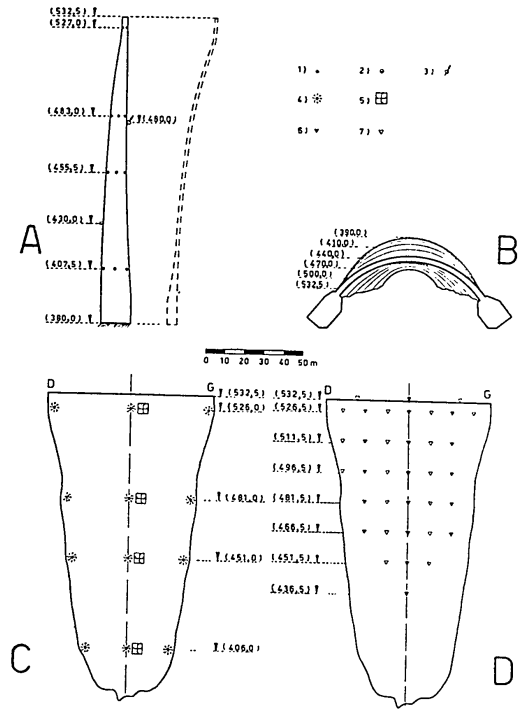


Fig. 2.

(A) Coupe verticale le long de la console centrale et position des thermomètres.
(B) Plan du barrage.
(C) Stations de mesure avec extensomètres amovibles (vue prise d'aval).
(D) Voyants de triangulation maçonnés sur le parement aval.
(1) Thermomètre électrique noyé dans le béton.
(2) » » dans l'eau.
(3) » » dans l'air.
(4) Station de mesure avec extensomètre amovible.
(5) » isolée de mesure avec extensomètre amovible.

dilatation du conglomérat, ou à d'autres causes, dont les efforts sont exclus.

Pour mesurer les déplacements, on a maçonné sur le parement aval 36 voyants (*fig.* 2 D) dont les coordonnées planimétriques sont périodiquement mesurées par triangulation; on installe également sur le couronnement, à la clé, une mire mobile qui permet de contrôler au collimateur les déplacements de la crête.

LES RELEVÉS.

A l'aide des appareillages que nous venons de décrire, on a régulièrement effectué sur le barrage des mesurages de contrôle, dès la fin de sa construction : chaque jour, mesure du déplacement radial de la clé du couronnement avec le collimateur et mesure des températures de l'eau, de l'air et du béton; chaque semaine, relevés à l'aide des extensomètres, et tous les trois mois environ, levés de triangulation.

Étant données les dimensions du barrage de Santa Giustina, on a pensé qu'il serait particulièrement intéressant de confronter les résultats de divers procédés de calcul des barrages-voûte avec le comportement du barrage — suivant les variations de retenue et de température — tel qu'il est mis en évidence à l'aide des mesurages de contrôle.

Ce Mémoire, en effet, met en rapport les déplacements de 18 points de l'intrados du barrage relevés par triangulation et les variations de contraintes révélées par les extensomètres, entre juillet 1951 et décembre 1956, avec les valeurs qu'on a calculées, pour ces grandeurs, à l'aide de quatre méthodes de calcul, en fonction des variations de retenue et de température du barrage. Et précisément, on a calculé, à l'aide de ces quatre méthodes, les déplacements et les contraintes en fonction des conditions de retenue et de température relevées pendant les mesures de triangulation effectuées, entre juillet 1951 et décembre 1956,

LÉGENDE DE LA FIGURE 2 (*suite*)

(6) Voyants considérés dans le rapport.
(7) » non considérés dans le rapport

(A) *Cross-section at crown cantilever · arrangement of thermometers.*
(B) *Plan of the dam.*
(C) *Removable extensometers measurement points.*
(D) *Triangulation targets on downstream face.*
(1) *Electrical thermometer embedded in concrete.*
(2) » » *in water.*
(3) » » *in air*
(4) *Principal set of extensometers.*
(5) *Isolated extensometers.*
(6) *Targets considered in the report.*
(7) » *not considered in the report.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

aux dates mentionnées par le tableau 1 quand les niveaux de retenue avaient les valeurs indiquées par ce tableau même (2). A vrai dire, nous avons dû omettre les calculs relatifs à la douzième et à la treizième triangulation, parce que, la centrale de mesure thermométrique ne fonctionnant pas pendant leurs levés, on n'a pas obtenu les valeurs de températures nécessaires aux calculs statiques.

TABLEAU 1

Mesure	Période d'exécution	Retenue moyenne m
1e	Du 8 au 21 juillet 1951	597.60
2e	Du 30 septembre au 11 octobre 1951	592.99
3e	Du 13 au 25 novembre 1951	599.96
4e	Du 26 février au 5 mars 1952	601.28
5e	Du 6 au 20 avril 1952	584.11
6e	Du 1er au 11 juillet 1952	595.43
7e	Du 28 septembre au 7 octobre 1952	598.80
8e	Du 9 au 19 janvier 1953	595.81
9e	Du 27 mars au 11 avril 1953	575.65
10e	Du 17 au 28 juillet 1953	587.74
11e .	Du 18 au 25 novembre 1953	599.09
12e .	Du 25 au 28 février 1954	597.59
13e	Du 29 avril au 1er mai 1954	574.17
14e . .	Du 8 au 10 juillet 1954	597.80
15e .	Du 31 août au 2 septembre 1954	597.09
16e . ..	Du 16 au 18 novembre 1954	599.41
17e .	Du 31 janvier au 2 février 1955	591.74
18e .	Du 13 au 15 avril 1955	581.80
19e	Du 21 au 23 juin 1955	584.09
20e	Du 22 au 24 août 1955	587.72
21e .	Du 26 au 29 octobre 1955	599.09
22e	Du 10 au 13 janvier 1956	599.75
23e .	Du 2 au 6 mai 1956	580.08
24e	Du 7 au 9 août 1956	599.96
25e .	Du 23 au 28 novembre 1956	584.14

LES CALCULS DE VÉRIFICATION.

Les deux premières méthodes de calcul adoptées supposent que le barrage soit parfaitement encastré dans une roche indéformable, tandis que les deux autres l'imaginent encastré dans une roche élastiquement déformable.

Les calculs de chacune des quatre méthodes ont été divisés en deux parties. Par la première on a voulu déterminer, en faisant état du

(2) Une relation préliminaire sur ces recherches a été présentée par M. Claudio Marcello à l'A. S. C. E. Symposium on Arch Dams, qui a eu lieu en 1956 à Knoxville, Tennessee (U. S. A.), et a paru dans les *Proceedings de l'A. S. C. E.* sur le numéro de juin 1956 du *Journal of the Power Division*.

caractère tridimensionnel de la structure, la répartition de la poussée hydrostatique entre les éléments résistants horizontaux (arcs) et les verticaux (consoles), et la valeur des réactions qui s'établissent entre les arcs et les consoles à cause des variations de température. La seconde partie des calculs, effectuée sur la base des résultats de la première, avait le but d'évaluer les contraintes et les déplacements des arcs et des consoles.

A. LES CALCULS EFFECTUÉS DANS LE CAS DE ROCHE INDÉFORMABLE.

La différence existante entre les deux méthodes adoptées, admettant qu'on peut négliger l'élasticité de la roche de fondation, consiste dans la façon dont on effectue la première partie du calcul, c'est-à-dire la répartition des charges et l'évaluation des réactions entre arcs et consoles. L'une est la méthode « arcs-consoles », et l'autre la méthode de Tölke.

En ce qui concerne la première méthode, la configuration du barrage nous a amenés à imposer uniquement la coïncidence des déplacements radiaux des arcs avec ceux de la console de clé, c'est-à-dire à employer cette méthode dans la forme donnée au début par Ritter, moyennant, toutefois, une généralisation qui visait à tenir compte des variations de température agissant sur le barrage. En vue d'effectuer les calculs avec cette méthode, on a considéré l'arc au couronnement et les quinze autres situés, de 10 en 10 m, aux cotes comprises entre 530 et 390 m : au pied on a supposé l'encastrement parfait de la console dans la roche. Ainsi la répartition, entre les arcs et les consoles, des charges hydrostatiques agissant sur le barrage en correspondance des 23 dates considérées (plus précisément, la répartition des variations de la charge relevées aux 22 dates successives à la première, par rapport aux valeurs mesurées à cette première date) s'est réduite à la résolution de 22 systèmes de 16 équations algébriques linéaires à 16 inconnues, ayant tous la même matrice des coefficients, mais des termes connus différents. L'étude des réactions entre les arcs et les consoles, dues aux variations de température qui ont été relevées entre les différentes triangulations, a été ramenée à la résolution de 22 autres systèmes ayant la même matrice des coefficients que les premiers, mais des termes connus différents.

L'application de la seconde méthode adoptée, celle de Tölke, se reconduit notoirement à l'intégration d'une équation différentielle ordinaire du quatrième ordre : la console de clé du barrage de Santa Giustina ne présentant aucune des formes particulières qui permettent l'intégration exacte, cette équation a été intégrée par la méthode des différences finies. Pour ce faire, on a réparti la console de clé en 16 tronçons : ainsi on a pu ramener la répartition des charges à la résolution de 22 systèmes de 21 équations algébriques linéaires à 21 inconnues. En effectuant les calculs avec cette méthode on a omis la recherche des réactions thermiques, ayant constaté, à l'aide de la méthode « arcs-consoles », que ces réactions sont presque négligeables.

Avec ces deux méthodes, la seconde partie du calcul, c'est-à-dire

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

l'évaluation des contraintes et des déplacements dans les arcs et dans la console de clé, considérés independants et sujets aux actions qui leur sont propres selon les deux methodes de répartition décrites, a été effectuée, pour la console, suivant les procédés ordinaires de la théorie des constructions et, pour les arcs, en utilisant la théorie de l'arc à fibre moyenne circulaire et à épaisseur variant légèrement de la clé aux naissances, que Tolke a developpe dans son traité.

Pour déterminer les réactions thermiques entre les arcs et les consoles et pour étudier ces élements, il était nécessaire de connaître le coefficient α de dilatation thermique linéaire, le module E de Young et le rapport ν de Poisson du béton du barrage. Pour le premier on a pris la valeur $0{,}8 . 10^{-5}$ $(°C)^{-1}$ déduite des résultats des mesurages — deux mille environ — effectues de juillet 1951 à fin 1956 à l'aide des quatre extensomètres amovibles isoles, situes sur le parement aval du barrage; pour le module de Young on a pris la valeur de 320 000 kg cm $^{-2}$ déduite des expériences effectuées sur des échantillons du beton du barrage, et pour le rapport ν on a adopté la valeur de 1/6.

B. Les calculs effectués dans le cas de roche élastique.

Comme nous l'avons déjà dit, la troisième et la quatrième méthode ont tenu compte de la déformabilite de la roche sur laquelle le barrage est construit. On a attribué à la roche un comportement élastique, caractérisé par la valeur 1/10 du rapport de Poisson et par la valeur du module de Young egale à un tiers de celle du béton, à savoir, 107 000 kg cm $^{-2}$ environ: cette valeur a été suggeree par des essais de charge effectues dans un tronçon de la galerie d'amenee situé immédiatement à l'aval du barrage.

On a fait état de l'élasticite de la roche en formulant l'hypothèse que toutes les surfaces de fondation des différentes structures étudiées au cours de ces calculs sont sujettes, à cause de l'action des forces qui les sollicitent, à des deformations liées à ces mêmes forces par les formules de Vogt, où nous avons introduit les coefficients donnés par le Bureau of Reclamation des États-Unis d'Amérique pour les fondations rectangulaires. Et, puisque la troisième et la quatrième méthode adoptées n'etaient au fond que la méthode de Ritter et celle de Tolke, modifiées en vue de tenir compte de la déformabilité de la roche, on a dû étudier, suivant les nouvelles conditions aux limites, la console de clé, les arcs et le « réservoir » auquel Tölke se rapporte pour la répartition des charges entre les arcs et les consoles. Par rapport aux arcs, on a notamment généralisé la théorie, déjà utilisée dans la première et la deuxième methode, de l'arc à fibre moyenne circulaire à épaisseur variable, que Tölke a formulée dans le cas d'un arc parfaitement encastré aux naissances : nous avons base cette généralisation, nous l'avons déjà dit, sur l'hypothèse d'un comportement élastique des fondations traduit par les formules de Vogt. En ce qui concerne le « réservoir » avec lequel on a effectué, suivant la methode de Tölke, la répartition entre les arcs et les consoles, on a de même adopté pour le pied les conditions de

continuité entre le réservoir même et la roche, considérée élastiquement déformable selon les formules de Vogt. Ce faisant, on s'est éloigné du procédé conseillé par Tölke qui, pour faire état de l'élasticité des fondations, suggère d'effectuer les calculs à l'aide d'un « réservoir » parfaitement encastré à son extrémité inférieure, mais se prolongeant, au-dessous du pied du barrage, d'une profondeur égale à 0,45 de l'épaisseur qu'a le barrage même, en clé, à la base. Cet artifice n'a pas été utilisé dans nos calculs, car il n'est acceptable que si les modules de Young du béton et du bedrock sont presque égaux : tandis qu'à Santa Giustina le module du béton est remarquablement supérieur à celui de la roche.

Comme nous l'avons déjà dit, les deux dernières méthodes adoptées, à part les variantes introduites en vue de considérer la déformabilité de la roche, ne sont que la méthode Ritter et la méthode Tölke. Comme dans le cas de la roche indéformable, on a effectué la répartition des charges hydrostatiques entre les arcs et les consoles; suivant la méthode Ritter, on y est parvenu en résolvant 22 systèmes de 16 équations algébriques linéaires à 16 inconnues; suivant la méthode Tölke, en résolvant 22 systèmes de 21 équations à 21 inconnues. En résolvant 22 autres systèmes de 16 équations à 16 inconnues on a trouvé, suivant Ritter, les réactions entre arcs et consoles dues aux variations thermiques. Après avoir ainsi obtenu les forces qui agissent, suivant les deux méthodes de calcul, sur les arcs et sur la console de clé, on a par la suite déterminé les contraintes et les déplacements de ces structures, qu'on a évidemment supposées encastrées dans de la roche élastique.

LES RÉSULTATS DES RELEVÉS ET DES CALCULS.

Les variations de retenue.

La figure 3 A reproduit le graphique chronologique des cotes de la surface libre du lac : ce graphique met en évidence le rythme annuel des remplissages et des vidanges, qui est en rapport avec la fonction de régularisation propre au réservoir; on y remarque aussi que l'oscillation de la surface libre est comprise entre les cotes 470 et 530 et correspond à peu près à la moitié supérieure du barrage.

Les variations de température.

Comme nous l'avons déjà dit, les lectures des températures s'effectuent tous les jours. Les diagrammes de la figure 3 B fournissent un résumé de leurs valeurs : en fonction du temps, l'un donne la moyenne des températures relevées aux onze thermomètres noyés dans le béton; les deux autres donnent respectivement la moyenne des températures relevées aux thermomètres situés le plus près du couronnement, à la cote 527, et la moyenne des températures relevées aux thermomètres situés à proximité du pied du barrage, à la cote 407,50. On peut remarquer que la variation annuelle de la température moyenne générale oscille

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

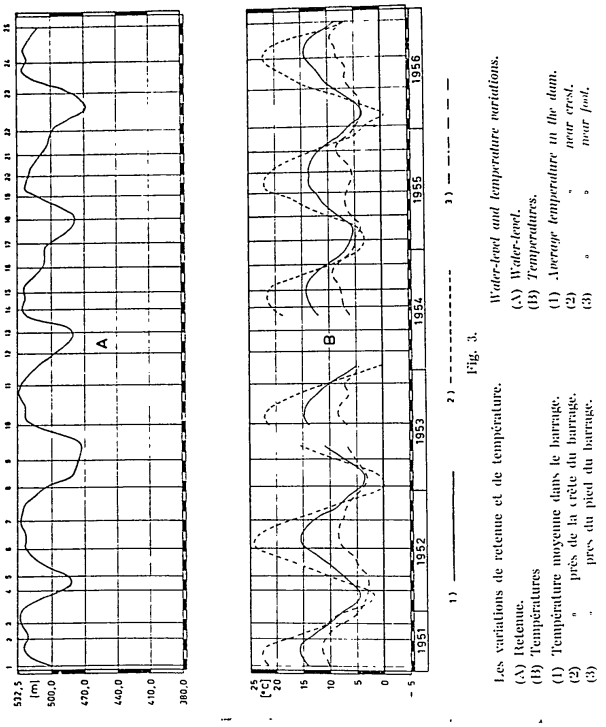


Fig. 3.

Les variations de retenue et de température.
(A) Retenue.
(B) Températures
(1) Température moyenne dans le barrage.
(2) " près de la crête du barrage.
(3) " près du pied du barrage.

Water-level and temperature variations.
(A) *Water-level.*
(B) *Temperatures.*
(1) *Average temperature in the dam.*
(2) " *near crest.*
(3) " *near foot.*

autour de 10° C, valeur qui représente à peu près le double de la température mesurée au pied, et la moitié de la température relevée à proximité du couronnement.

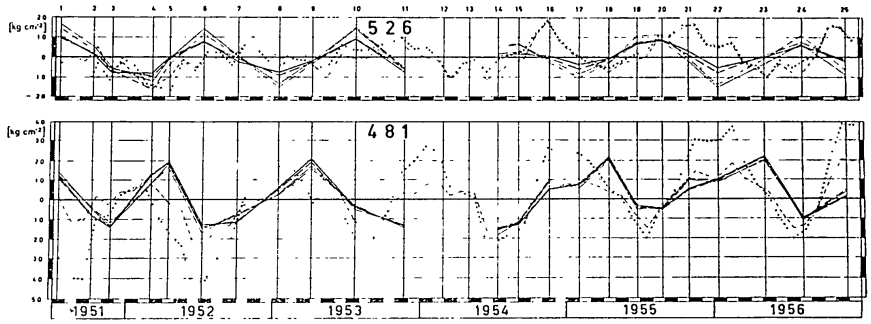
On a utilisé les températures relevées à l'aide des thermomètres pour déterminer les variations thermiques dont il faut tenir compte en effectuant les calculs statiques de contrôle; calculs effectués, comme on l'a dit, en vue d'évaluer les valeurs des contraintes et des déplacements qu'on voulait comparer avec les valeurs relevées expérimentalement. Pour ce faire on a d'abord déterminé les conditions thermiques du barrage pendant les différents levés de triangulation; pour chaque mesurage on a associé, à chaque thermomètre, la moyenne des températures qu'on y avait relevées pendant le levé géodésique considéré : et enfin, sur la base de ces températures moyennes on a tracé les isothermes de la console de clé. Pour effectuer les calculs statiques il était nécessaire de supposer qu'à chaque cote la température du massif du barrage était une fonction linéaire de la distance entre le point considéré et les parements : on a par conséquent déduit, à partir des isothermes, les diagrammes suivant lesquels la température était répartie entre l'amont et l'aval, aux cotes des seize arcs considérés dans les calculs statiques, et par la suite on a tiré de chacun de ces diagrammes le diagramme trapézoïdal ayant surface égale et barycentre sur la même verticale. On s'est rapporté à ces diagrammes trapézoïdaux pour calculer les variations de la température moyenne et les variations de la différence entre la température du parement aval et du parement amont, qu'on a introduites dans les calculs statiques pour caractériser les variations thermiques qui se sont produites dans le barrage entre les différentes triangulations.

Les variations de contraintes.

Les extensomètres amovibles seulement ont fonctionné de façon régulière : à partir du 7 mars 1951 ceux qui sont situés aux deux cotes inférieures (506 et 451), à partir du 16 mai 1951 ceux qui sont placés aux cotes 481 et 556. Les extensomètres sont de la maison Galileo de Milan, ils ont été montés sur des bases mesurant 800 mm, et ils ont un rapport d'amplification de 250.

L'élaboration des résultats des mesures extensométriques visait à déterminer les déformations unitaires et les variations de contraintes se vérifiant dans le barrage pendant la période mentionnée. Cette élaboration a été effectuée de la façon suivante. Des déformations totales mesurées par les quatre extensomètres de chaque station, on a déduit la moyenne des déformations horizontale et verticale relevées aux deux extensomètres isolés situés sur le même arc. Les valeurs ainsi obtenues pour les déformations ont subi, pour compenser les erreurs de mesurage, une autre correction se basant sur le fait que la somme des déformations horizontales et verticales doit être égale à la somme des deux déformations inclinées à 45° par rapport aux premières. L'égalité de ces

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8



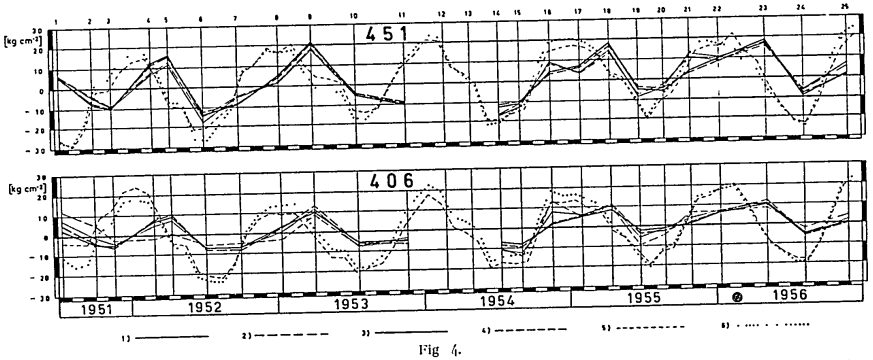


Fig 4.

Contraintes τ_n aux naissances : valeurs relevées et calculées totales

Contraintes de traction considérées comme positives.

(1) Contraintes calculées avec la méthode Ritter (roche indéformable).
(2) » » » Tölke (roche indéformable).
(3) » » » Ritter (roche élastique)
(4) » » » Tölke (roche élastique).
(5) » relevées (côté droit).
(6) » » (côté gauche).

Stresses τ_n at abutments : observed and overall calculated values.

Stresses are positive when tensile.

(1) *Stresses calculated by Ritters's method (rigid rock).*
(2) » » *by Tölke's method (rigid rock).*
(3) » » *by Ritter's method (elastic rock).*
(4) » » *by Tölke's method (elastic rock).*
(5) *Observed displacements at right abutment.*
(6) » » *at left abutment.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

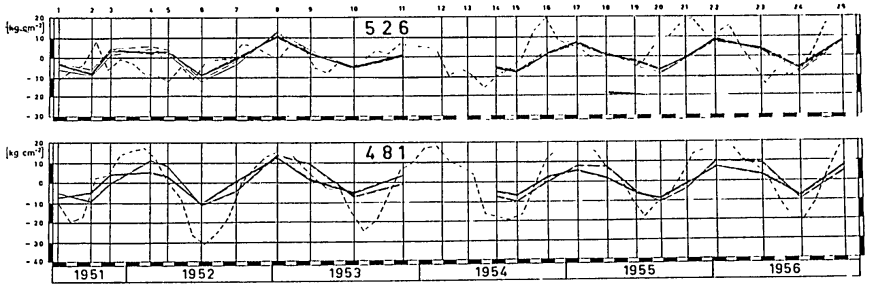
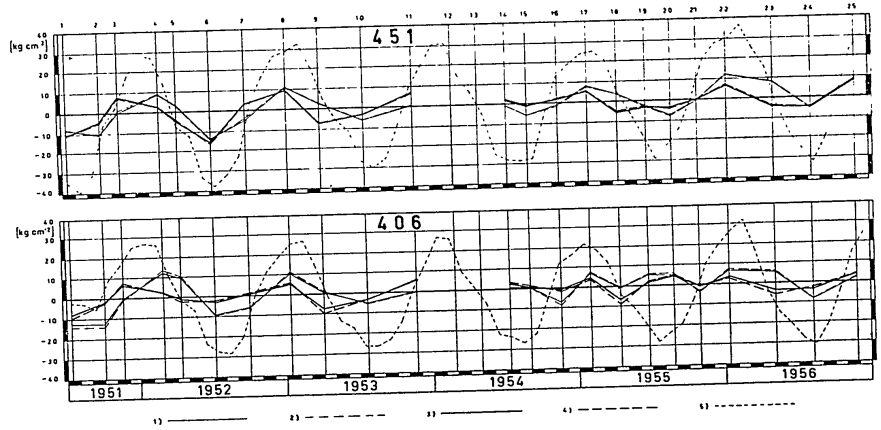


Fig. 5

Contraintes σ_z à la clé : valeurs relevées et calculées totales.
Contraintes de traction considérées comme positives.
(1) Contraintes calculées avec la méthode Ritter (roche indéformable).
(2) » » » Tölke (roche indéformable)
(3) » » » Ritter (roche élastique).
(4) » » » Tölke (roche élastique).
(5) » relevées.

Stresses σ_z at crown : observed and overall calculated values.
Stresses are positive when tensile.
(1) *Stresses calculated by Ritter's method (rigid rock).*
(2) » » *by Tölke's method (rigid rock).*
(3) » » *by Ritter's method (elastic rock).*
(4) » » *by Tölke's method (elastic rock).*
(5) *Observed stresses*



Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

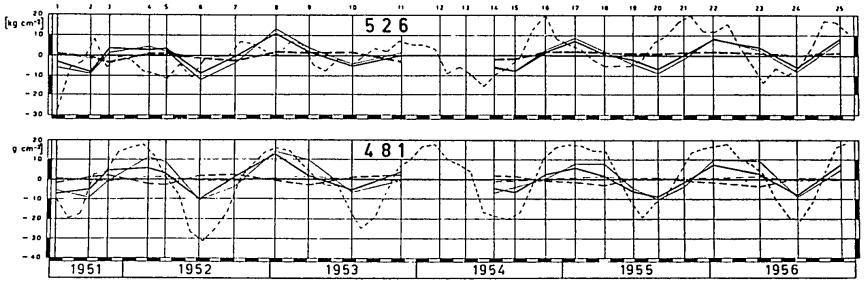


Fig. 6.

Contraintes σ_u à la clé :
valeurs relevées et calculées avec la méthode Ritter.

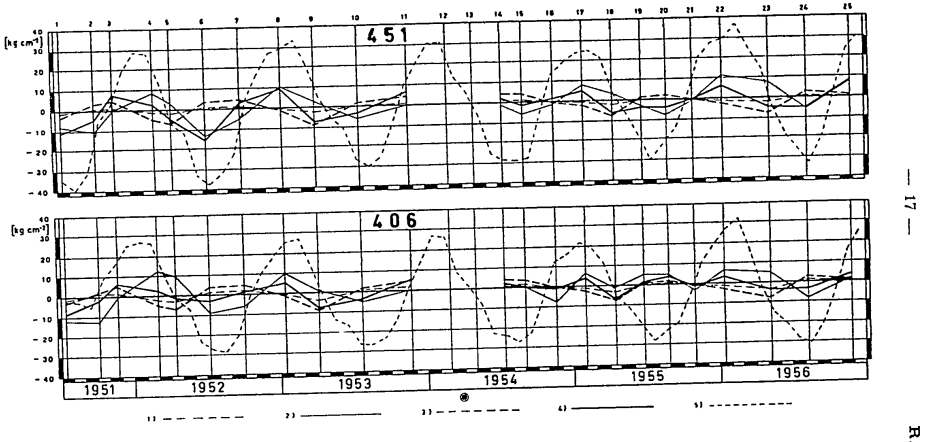
Contraintes de traction considérées comme positives.

(1) Contraintes calculées dues à la poussée hydrostatique (roche indéformable).
(2) Contraintes calculées totales (roche indéformable)
(3) Contraintes calculées dues à la poussée hydrostatique (roche élastique).
(4) Contraintes calculées totales (roche élastique).
(5) Contraintes relevées.

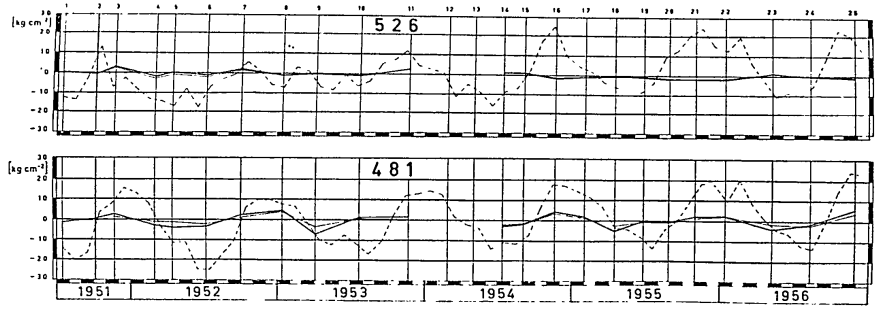
Stresses σ_u at crown :
values observed and calculated by Ritter's method.

Stresses are positive when tensile.

(1) *Calculated stresses due to water load (rigid rock)*
(2) *Overall calculated stresses (rigid rock).*
(3) *Calculated stresses due to water load (elastic rock).*
(4) *Overall calculated stresses (elastic rock).*
(5) *Observed stresses.*



Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8



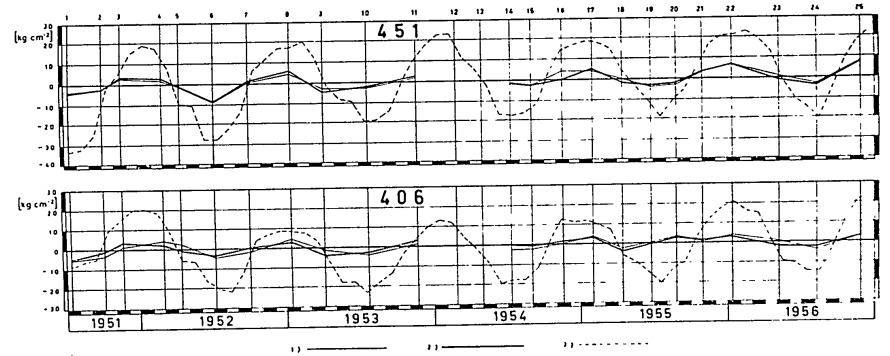


Fig 7.

Contraintes σ_m dans la console centrale :
valeurs relevées et calculées avec la méthode Ritter.
Contraintes de traction considérées comme positives.

(1) Contraintes totales (roche indéformable).
(2) " " (roche élastique)
(3) " relevées

Stresses σ_m in crown cantilever.
values observed and calculated by Ritter's method.
Stresses are positive when tensile.

(1) *Overall calculated stresses (rigid rock)*
(2) " " *(elastic rock).*
(3) *Observed stresses*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

deux sommes ne se vérifiant pas, en général, l'écart éventuel qu'on constatait était également réparti entre les quatre déformations.

Les valeurs ainsi corrigées représentent les déformations dues aux contraintes. Les composantes de ces dernières, horizontales — « dans les arcs » et verticales dans la console » — ont ensuite été calculées respectivement avec les deux formules suivantes :

$$z_h = 1 \frac{\varepsilon_h - \nu \varepsilon_v}{1 - \nu^2},$$

$$z_v = 1 \frac{\varepsilon_v - \nu \varepsilon_h}{1 - \nu^2},$$

où ε_h et ε_v sont les déformations unitaires — respectivement horizontale et verticale — obtenues par l'élaboration mentionnée et où E = 320 000 kg cm^{-2} et $\nu = 1/6$.

Les résultats les plus significatifs de cette élaboration et des calculs de vérification sont mis en rapport dans les figures 4, 5, 6 et 7. Les figures 4 et 5 représentent, par rapport aux naissances et à la clé, les contraintes z_h relevées et les contraintes z_h qui, d'après les quatre méthodes, résultent de l'action concomitante de la poussée hydrostatique et des variations thermiques. La figure 6 se rapporte, elle aussi, aux contraintes z_h s'exerçant à la clé : elle en répète les valeurs expérimentales et les valeurs globales, dues à la poussée hydrostatique et aux variations thermiques, obtenues par les deux méthodes Ritter; à ces valeurs elle ajoute les contraintes partielles qui, toujours suivant les deux méthodes Ritter, sont provoquées par la seule poussée hydrostatique. La figure 7, enfin, compare, par rapport aux contraintes z_h s'exerçant à la clé, les valeurs relevées avec les valeurs qui, d'après les deux méthodes Ritter, sont dues à l'action conjointe de la poussée hydrostatique et de la température.

Les figures mentionnées donnent les graphiques chronologiques des variations de toutes ces grandeurs par rapport à la moyenne des valeurs obtenues depuis 1951 à 1957 : quant aux contraintes relevées, les graphiques dont il est question sont établis avec les valeurs moyennes mensuelles; quant aux contraintes calculées, ils sont établis avec les valeurs correspondantes aux dates des levés de triangulation.

Toutes les figures montrent clairement l'alternance que les contraintes relevées présentent, avec période annuelle, en étroite corrélation avec les oscillations thermiques. En général, les contraintes relevées résultent plus régulières à la clé des arcs qu'aux naissances; la symétrie du comportement de ces dernières, tel qu'on la déduit examinant les couples de graphiques de z_h mesurées aux deux naissances d'un même arc, paraît satisfaisante à la cote 526, manque à la cote 481 et résulte excellente aux deux cotes inférieures.

On peut remarquer, en ce qui concerne les contraintes calculées, l'équivalence des résultats obtenus par les méthodes Tölke et Ritter : cette équivalence est liée d'une part à la quasi-coïncidence entre les deux répartitions de la charge hydrostatique que les deux méthodes

établissent entre les arcs et les consoles, d'autre part à l'exiguïté des réactions qui, selon la méthode Ritter, naissent entre les arcs et les consoles, en conséquence des variations thermiques; réactions qui, justement à cause de leur valeur négligeable, ne sont pas prises en considération par la méthode Tölke. La figure 6 montre, en rapport aux contraintes s'exerçant à toutes les cotes, la prévalence des effets des variations thermiques sur les effets de la poussée hydrostatique, prévalence qui diminue vers le bas, et, à chaque cote, quand on tient compte de la déformabilité de la roche. En ce qui concerne les oscillations annuelles des contraintes totales dans les arcs, cette déformabilité en laisse pratiquement inaltérée l'ampleur aux naissances, sauf à la cote 526 où elle la réduit d'environ 30 %, tandis qu'à la clé elle la diminue en mesure variant avec la cote. La différente répartition des charges, due à l'élasticité des encastrements, provoque, dans la console centrale, à la cote 481 et 451 seulement, une augmentation sensible des oscillations des contraintes.

En ce qui concerne l'accord entre les contraintes calculées et les contraintes relevées, si l'on peut remarquer en général la coïncidence de l'allure, les mesures extensométriques révéleraient des variations de contraintes plus amples que celles prévues par les calculs : ceci en mesure plus élevée dans la console centrale, plus modérée dans les arcs, sur lesquels l'accord entre les relevés et les calculs est meilleur aux naissances qu'à la clé.

Les déplacements.

Les figures 8, 9, 10, 11 et 12 indiquent et mettent en rapport les déplacements relevés et les déplacements calculés à l'aide des quatre méthodes de contrôle, concernant quelques points du barrage. Les points dont les figures reportent les déplacements sont indiqués par un triangle noir dans la figure 1 D. Plus précisément, les figures 8, 9 et 10 concernent les points situés sur la console de clé. La figure 8 en indique les déplacements radiaux relevés et ceux qui, suivant les quatre méthodes de calcul, résultent de l'action concomitante de la poussée hydrostatique et des variations thermiques. La figure 9 qui se réfère encore aux déplacements radiaux en répète les valeurs relevées et les valeurs globales résultant de la poussée hydrostatique et des variations thermiques d'après les deux méthodes Ritter; elle ajoute aussi les valeurs qui, toujours suivant les deux méthodes Ritter, sont dues à l'action de la seule poussée hydrostatique. La figure 10 donne seulement les déplacements tangentiels relevés, puisque les déplacements tangentiels calculés sont évidemment nuls par raisons de symétrie. Les figures 11 et 12 concernent les points situés à proximité des reins : la première fournit les valeurs des déplacements radiaux, la seconde les valeurs des déplacements tangentiels : les deux reportent les valeurs relevées et les quatre valeurs totales calculées à l'aide des quatre méthodes.

Toutes ces figures indiquent les déplacements que, selon les relevés

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

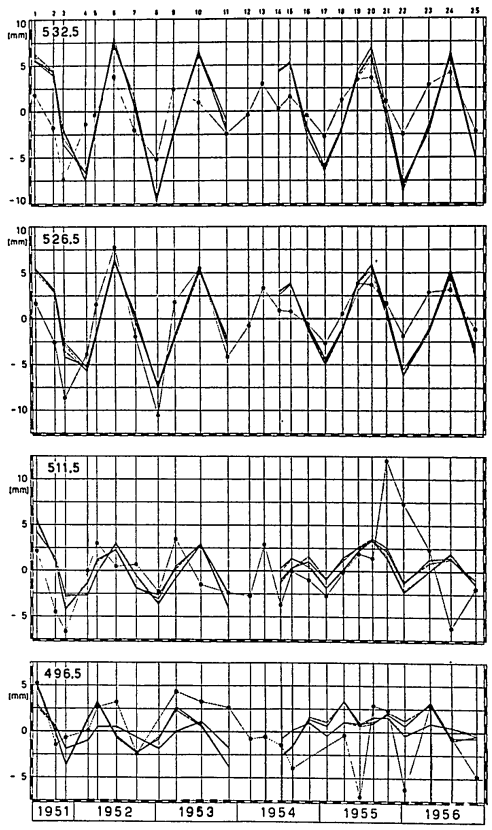


Fig. 8.
Déplacements radiaux des voyants situés à la clé des arcs .
valeurs relevées et calculées totales.
Déplacements vers l'amont considérés comme positifs.

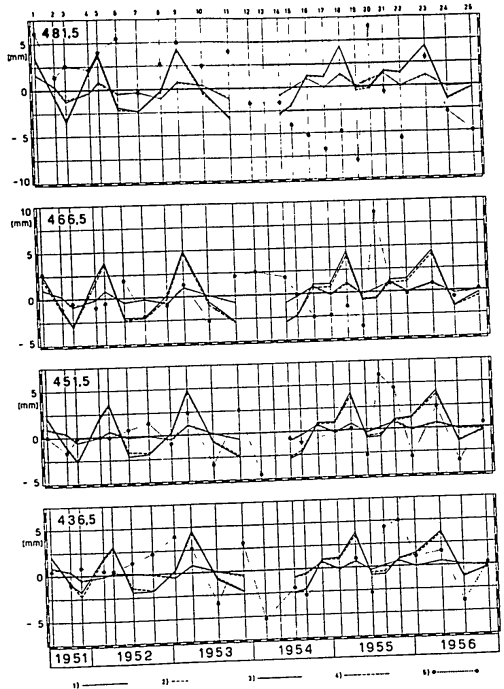


Fig 8.

(1) Déplacements calculés avec la méthode Ritter (roche indéformable).
(2) » » » Tölke (roche indéformable).
(3) » » » Ritter (roche élastique)
(4) » » » Tölke (roche élastique).
(5) » relevés

Radial displacements of the targets placed at the crown of the arches : observed and overall calculated values.

Displacements are positive when pointing upstream.

(1) *Displacements calculated by Ritters's method (rigid rock)*
(2) » » *by Tölke's method (rigid rock)*
(3) » » *by Ritter's method (elastic rock)*
(4) » » *by Tölke's method (elastic rock)*
(5) *Observed displacements*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

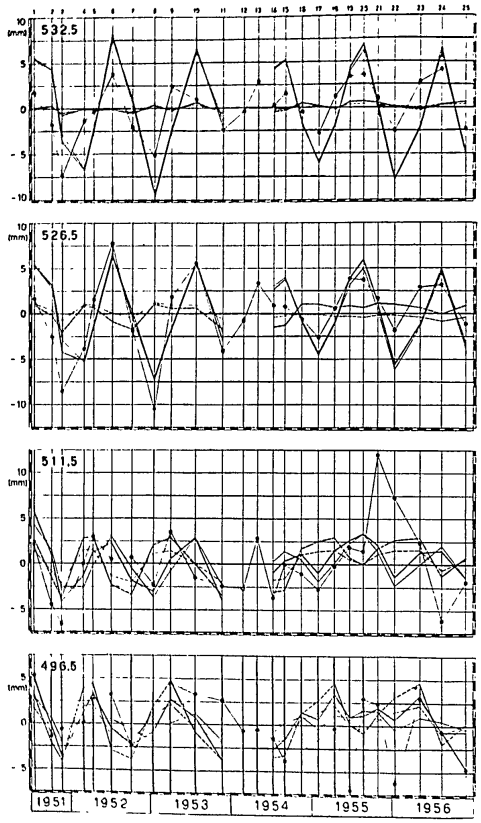


Fig. 9
Déplacements radiaux des voyants situés à la clé des arcs
valeurs relevées et calculées avec la méthode Ritter
Deplacements vers l'amont considérés comme positifs

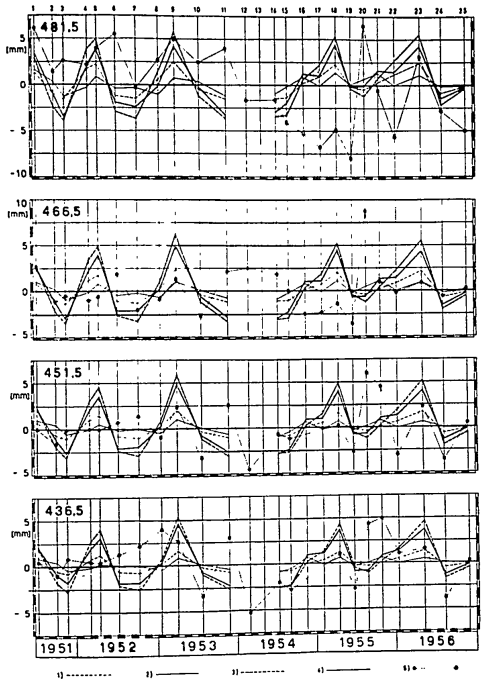


Fig. 9

(1) Deplacements calculés dus à la poussée hydrostatique (roche indéformable).
(2) Déplacements calculés totaux (roche indéformable).
(3) Déplacements calculés dus à la poussée hydrostatique (roche élastique).
(4) Déplacements calculés totaux (roche élastique)
(5) Déplacements relevés.

Radial displacements of the targets placed at the crown of the arches :
values observed and calculated by Ritter's method.
Displacements are positive when pointing upstream

(1) *Calculated displacements due to water load (rigid rock).*
(2) *Overall calculated displacements (rigid rock).*
(3) *Calculated displacements due to water load (elastic rock).*
(4) *Overall calculated displacements (elastic rock).*
(5) *Observed displacements.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

et les calculs, chaque point considéré aurait subis, aux dates des différentes triangulations, par rapport à sa position moyenne.

Dans les déplacements relevés l'alternance annuelle est assez clairement définie pour les voyants situés aux cotes plus élevées et en particulier pour ceux qui sont maçonnés à la clé, où, en général, les résultats semblent plus réguliers qu'aux reins. Les oscillations annuelles les plus amples se relèvent à la clé, en crête et 6 m au-dessous, et leur valeur est de 10 mm environ.

Quant aux déplacements calculés, on peut remarquer de nouveau, ainsi que pour les contraintes, l'équivalence presque parfaite entre les méthodes de Tölke et de Ritter, liée aux deux raisons susdites : l'équivalence des deux répartitions de la charge hydrostatique, l'exiguïté des réactions, entre arcs et consoles, dues aux variations thermiques. En ce qui concerne l'influence relative des variations de retenue et des variations de température, l'analyse de la figure 9 montre que la retenue a, aux deux cotes plus élevées, un effet négligeable, qui devient remarquable vers le bas et de nature prédominante aux deux tiers inférieurs du barrage. L'influence de la retenue est accentuée par la déformabilité de la roche.

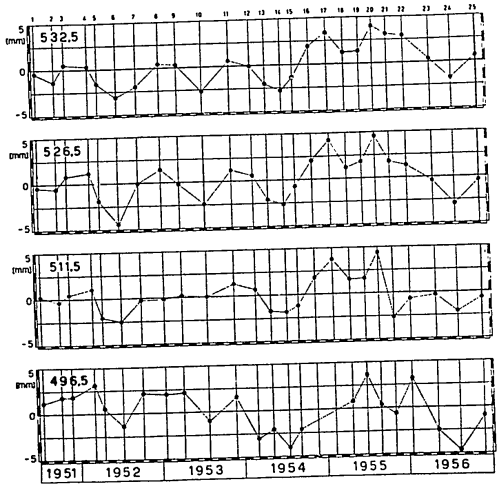


Fig. 10.

Quant à l'accord entre les déplacements calculés et relevés, il résulte meilleur sur la console centrale et particulièrement satisfaisant aux voyants situés aux cotes les plus élevées.

Il est intéressant de remarquer, et la figure 8 le met en relief, que le fait de tenir compte de la déformabilité de la roche n'altère qu'en mesure négligeable les déplacements aux cotes les plus élevées, où déjà les calculs effectués dans le cas de roche indéformable se trouvaient en bon accord avec les relevés, tandis qu'il amplifie beaucoup les déplacements aux cotes inférieures et leur fait atteindre un accord avec les déplacements relevés qui manquait complètement aux déplacements calculés en cas de roche indéformable.

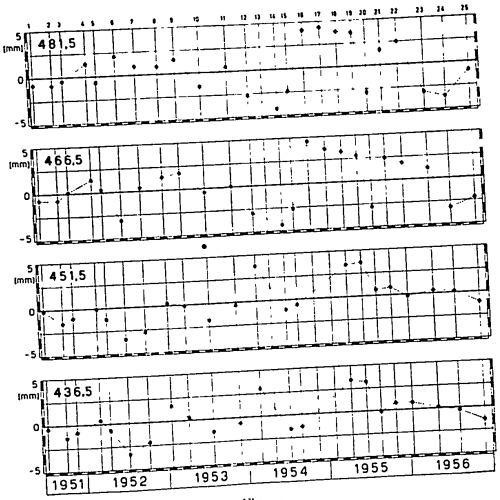


Fig 10

Déplacements tangentiels des voyants situes à la clé des arcs : valeurs relevées

Déplacements vers la culée droite considérés comme positifs.

Tangential displacements of the targets placed at the crown of the arches : observed values

Displacements are positive when pointing to right abutment.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

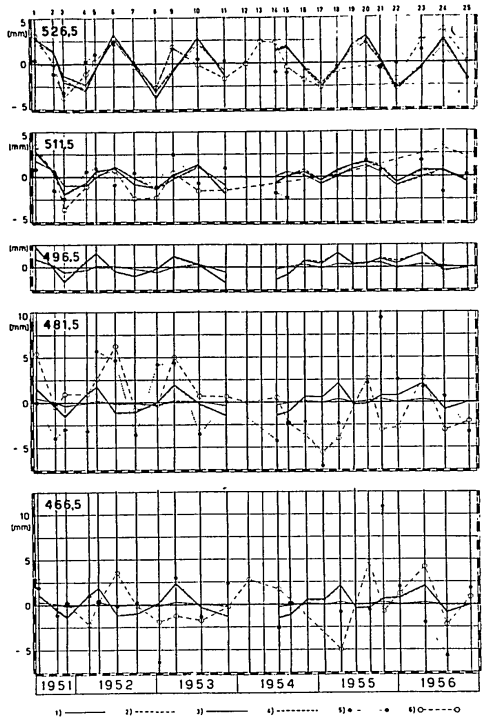


Fig. 11.

Déplacements radiaux des voyants situés à proximité des reins des arcs
valeurs relevées et calculées totales.

Déplacements vers l'amont considérés comme positifs

Radial displacements of the targets placed near arch haunches :
observed and overall calculated values.

Displacements are positive when pointing to crown.

LÉGENDES DES FIGURES 11 ET 12

Fig. 11.

(1) Déplacements calculés avec la méthode Ritter (roche indéformable)
(2) " " Tolke (roche indéformable).
(3) " " Ritter (roche élastique)
(4) " " Tolke (roche élastique)
(5) " relevés (côte droit)
(6) " " (côte gauche)

(1) *Displacements calculated by Ritter's method (rigid rock)*
(2) " " *by Tölke's method (rigid rock).*
(3) " " *by Ritter's method (elastic rock)*
(4) " " *by Tölke's method (elastic rock)*
(5) *Observed displacements (right side)*
(6) " " *(left side)*

Fig. 12

Déplacements tangentiels des voyants situés à proximité des reins des arc
valeurs relevées et calculées totales.

Déplacements vers la clé considérée comme positifs

(1) Déplacements calculés avec la méthode Ritter (roche indéformable).
(2) " " Tolke (roche indéformable).
(3) " " Ritter (roche élastique).
(4) " " Tolke (roche élastique).
(5) " relevés (côté droit)
(6) " " (côté gauche)

Tangential displacements of targets placed near arch haunches :
overall observed and calculated values

Displacements are positive when pointing to crown.

(1) *Displacements calculated by Ritter's method (rigid rock).*
(2) " " *by Tölke's method (rigid rock).*
(3) " " *by Ritter's method (elastic rock)*
(4) " " *by Tölke's method (elastic rock).*
(5) *Observed displacements (right side)*
(6) " " *(left side)*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

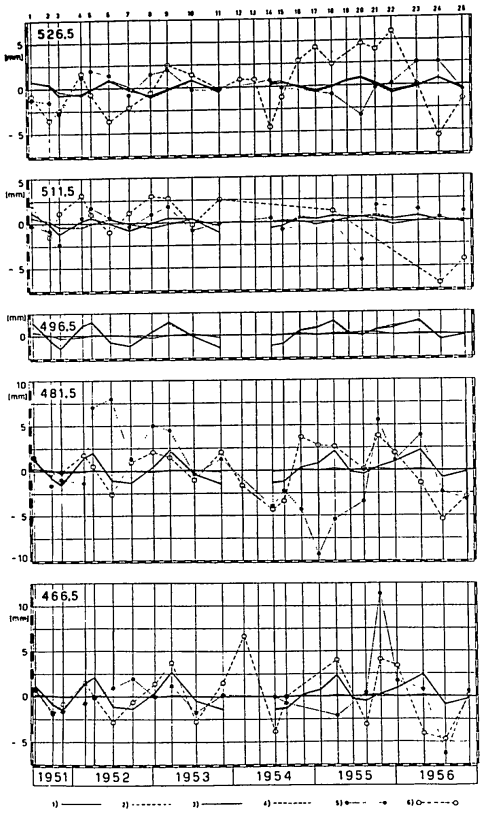


Fig. 12.

CONCLUSIONS.

Ce bref et partiel exposé des comparaisons effectuées, d'une part, entre les résultats obtenus à l'aide des quatre méthodes de calcul et, d'autre part, entre ces résultats et ceux des relevés effectués *in loco* permet déjà de tirer quelques conclusions que nous avons d'ailleurs déjà mentionnées en partie et que nous résumons ici.

1. Dans le cas du barrage de Santa Giustina les répartitions des charges hydrostatiques données par les méthodes de Tölke et de Ritter coïncident pratiquement.

2. Les réactions, qui, d'après la methode de Ritter, prendraient naissance entre les arcs et les consoles à cause des variations thermiques, quoique considérables, qui s'avèrent annuellement sur le barrage de Santa Giustina, sont exiguës

3. Les effets de la déformabilité de la roche sur les conditions statiques de la partie supérieure du barrage sont très modérés.

4. Cette déformabilité devient importante par rapport à la partie inférieure de la structure.

5. Il reste confirmé que la partie la plus élevée du barrage de Santa Giustina résiste, essentiellement, par arcs indépendants.

6. Enfin, les méthodes de calcul examinées se sont démontrées susceptibles de reconstruire les valeurs les plus satisfaisantes des déplacements relevés avec une approximation qu'il est difficile de ne pas considérer bonne, si l'on tient compte de la nature du problème qu'avec ces méthodes on s'est proposé de résoudre.

RÉSUMÉ.

Ce rapport compare les résultats de quatre méthodes de calcul des barrages arqués avec des résultats de mesures — notamment relevés hebdomadaires des dilatations et levés trimestriels d'une triangulation — effectuées de 1951 à 1956 sur le barrage de Santa Giustina — barrage voûte à simple courbure, haut de 152,5 m.

Deux des méthodes employées supposent que le barrage soit encastré dans une roche indéformable, les deux autres, au contraire, tiennent compte de la déformabilité de la roche d'implantation. Soit dans le cas de roche rigide, soit dans le cas de roche déformable, la répartition des charges entre les arcs et les consoles a été effectuée suivant les méthodes de Ritter et de Tölke; en ce qui concerne le calcul des arcs, dans le cas de roche indéformable on a utilisé la théorie de Tölke, théorie qu'on a ensuite généralisée afin de pouvoir étudier les arcs supposés encastrés en roche déformable.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les répartitions des charges obtenues par les méthodes de Ritter et de Tölke se sont révélées pratiquement équivalentes; les effets de la déformabilité de la roche d'implantation sont résultés importants par rapport à la partie inférieure du barrage, très modérés par rapport à la partie supérieure dont le fonctionnement par arès indépendants est confirmé par les quatre méthodes. Enfin, les méthodes de calcul examinées se sont révélées capables de reconstruire avec une bonne approximation les valeurs les plus satisfaisantes des déplacements relevés.

SUMMARY.

This paper concerns a comparison of the results of four methods of calculation for arch dams with data obtained from measurements — chiefly weekly strain observation and quarterly triangulation surveys — which were carried out for the Santa Giustina dam (single curvature arch dam, 152.5 m high) from 1951 to 1956.

Two of the methods used are based on the assumption of the dam being keyed in rigid rock, the other two on the contrary make allowances for deformability of foundation rock. In either cases the division of load on arches and cantilevers was made by Ritter's and Tölke's methods; for calculation of arches with the assumption of rigid rock, Tölke's theory was used. This theory was subsequently generalized for application to arches assumed as keyed in deformable rock.

The load division obtained by Ritter's and Tölke's methods proved practically equivalent : the effects of rock deformability resulted to be important in the lower portion, and very moderate in the upper part of the dam. The quite prevailing arch action in this section is confirmed by the four methods. Finally the calculation method here examined proved to be able to yield, with a good approximation, the more reliable values of the observed displacements.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 69

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LE BARRAGE D'ISOLATO PENDANT UNE VIDANGE TOTALE ET UN REMPLISSAGE DE SON RÉSERVOIR (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON, MILAN (1).

Le présent rapport communique les résultats d'une étude théorique et expérimentale concernant le barrage d'Isolato (2), étude effectuée à l'occasion d'une vidange complète du réservoir, suivie de remplissage. Cette vidange totale a été nécessitée, en mars 1957, par les travaux de réparation à effectuer à la vidange de fond du réservoir. Une pareille circonstance a offert la possibilité d'étudier le barrage sous l'action de variations exceptionnellement élevées et rapides de la poussée hydrostatique. Nous avons alors estimé particulièrement intéressant de relever, par des mesures directes, le comportement de la structure et de comparer les résultats de ces mesures aux résultats d'un calcul de vérification.

(*) *Isolato dam during a cycle of emptying and filling of its reservoir.*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, dirigé par M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil (Section Observation des Barrages, dirigée par M. Silvio Spagnoletti, Ingénieur civil avec la participation particulière de M. Gianni B. Formica, Ingénieur électricien aidé par M Pier Vincenzo Righi, Ingénieur civil.

(2) Ce barrage a été projeté et construit par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, sous la direction de M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil. Période de construction 1951-1952.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

LE BARRAGE ET SES APPAREILLAGES DE CONTROLE.

Le barrage d'Isolato (*fig.* 1) est situé dans les Alpes italiennes, sur le cours du Liro. Construit au cours des années 1951-1952, dans une petite vallée, il crée une retenue de la capacité de 1,76 millions de mètres cubes,

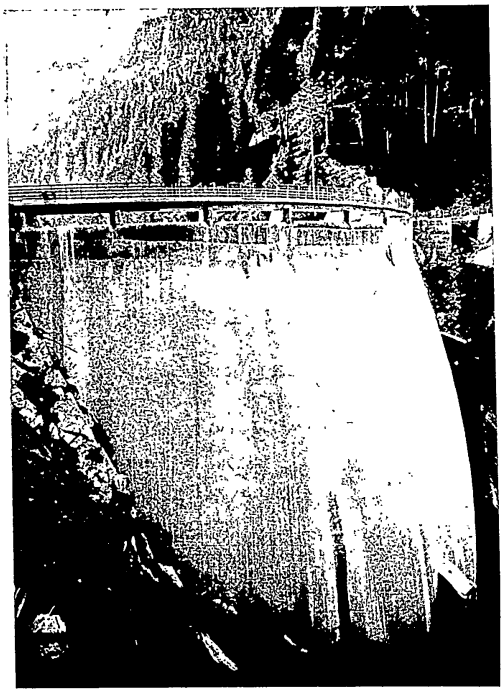


Fig. 1.

Le barrage.

Dam.

destinée à la régularisation hebdomadaire des débits utilisés par trois centrales hydroélectriques situées en aval.

La structure de l'ouvrage est du type voûte mince à double courbure (*fig.* 2 et 3); il a une hauteur de 37 m, une longueur en crête de 81,60 m. Le point le plus bas des fondations se trouve à 1 210 m au-dessus du niveau de la mer. Le barrage est pratiquement symétrique

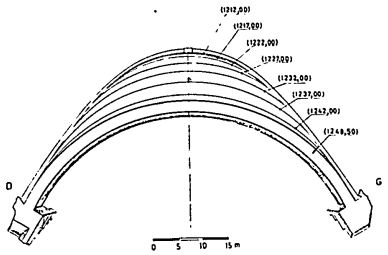


Fig. 2.

Plan du barrage.

Plan of the dam.

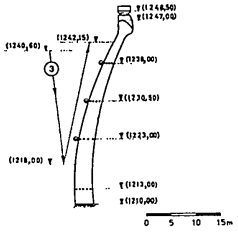


Fig. 3.

Coupe verticale le long de la console centrale : positions des thermomètres électriques.

(1) Thermomètre électrique noyé dans le béton.

(2) Thermomètre électrique dans l'eau.

Cross section of the dam at crown cantilever : arrangement of electrical thermometers.

(1) *Electrical thermometer in concrete*

(2) *Electrical thermometer in water.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

par rapport à sa console de clé, où il a une épaisseur variable de 3,90 m au pied à 2,06 m au niveau de la cote 1 243. Entre cette cote et la crête se trouve un tronçon d'épaisseur considérablement supérieure, à crête déversante. L'épaisseur maximum de cette partie est de 3,35 m, à la cote 1 245.

Le barrage est pourvu d'un appareillage permettant la mesure des variations de température, des dilatations et des déplacements.

Les températures sont relevées à l'aide de 17 thermomètres, qui ont été concentrés — vu la direction Nord-Sud de l'axe du barrage et la symétrie presque parfaite de la vallée — sur la console centrale, et ainsi répartis : cinq thermomètres à la cote 1 213, quatre à chacune des cotes suivantes : 1 223, 1 230,50, 1 238 (*fig.* 3).

Les dilatations sont mesurées au voisinage du parement amont et sur le parement aval. Ces mesures ont lieu (*fig.* 4) sur quatre arcs

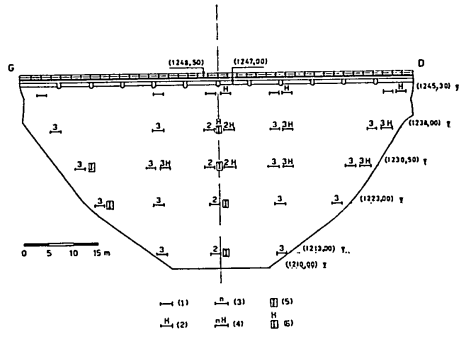


Fig. 4

Stations de mesure avec extensomètres électriques (vue prise d'amont)

(1) Témoin sonore Galileo
(2) Téléformètre électrique Huggenberger.
(3) Rosette de *n* témoins sonores Galileo.
(4) Rosette de *n* téléformètres Huggenberger.
(5) Témoin sonore Galileo isolé
(6) Téléformètre Huggenberger isolé.

Electrical extensometer measurement points (from upstream)

(1) *Galileo acoustical strain gauge.*
(2) *Huggenberger electrical teleformeter*
(3) *Rosette of n Galileo acoustic strain gauges*
(4) *Rosette of n Huggenberger teleformeters.*
(5) *Isolated Galileo acoustic strain gauge*
(6) *Isolated Huggenberger teleformeter.*

(cotes 1 245,30, 1 238, 1 230,50, 1 223) respectivement à la clé, aux reins et aux naissances, ainsi que sur l'arc à la cote 1 213, de longueur moindre, à la clé et aux deux naissances.

Côté amont, les mesures utilisent des témoins sonores Galileo et des téléformètres électriques Huggenberger. Les appareils Galileo sont installés dans toutes les positions précisées plus haut; ils voisinent sur les trois arcs les plus hauts — à la clé et sur le côté rive droite du barrage — avec les appareils Huggenberger; ces derniers sont également installés à l'un des reins (côté rive gauche), à 1 230,50 m. Chaque station de mesure comprend généralement trois appareils disposés — l'un horizontalement, l'autre verticalement, le troisième à 45° d'inclinaison sur les autres — sur un plan parallèle au plan tangent au parement,

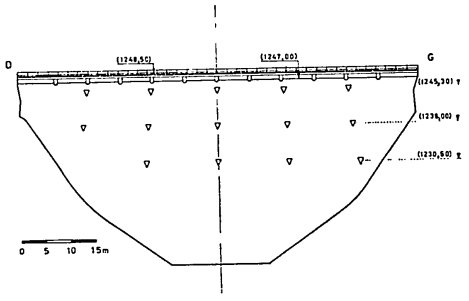


Fig. 5.

Voyants de triangulation maçonnés sur le parement aval
Triangulation targets at downstream face.

et noyés à une dizaine de centimètres de la surface extérieure. Font exception les stations de mesure situées sur l'arc à la cote 1 245,30 autrement dit 2 m seulement au-dessous de la crête (où l'on ne relève que les déformations horizontales) et, sur les quatre arcs à cote inférieure, les stations de mesure à la clé (où l'on ne mesure que la dilatation horizontale et la dilatation verticale). La figure 4 indique d'autre part, les extensomètres « isolés » Tous les extensomètres électriques servent également, nous le savons, à relever la température.

Un certain nombre de rosettes de bases de déformètres amovibles ont été maçonnées sur le parement aval; elles n'ont pas été installées, cependant, sur l'arc à la cote 1 245,30 où la structure fortement surplombante du barrage ne permettait pas de les employer, tandis que sur les autres arcs elles répètent la disposition des stations de mesure d'amont. Ces rosettes sont donc au nombre de cinq à la cote 1 238, à la cote 1 230,50

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

et à la cote 1 223, et au nombre de trois à la cote 1 215. Chaque rosette comprend quatre stations : une horizontale, une autre verticale, les deux dernières orthogonales entre elles et inclinées de 45° par rapport aux premières. L'épaisseur très limitée du barrage et l'armature parcourant les parements ont interdit l'application, sur le parement aval, de tout extensomètre isolé; ces appareils ont été par conséquent installés — une rosette à quatre directions à chacune des deux naissances — sur les blocs de béton formant, sur les côtés du barrage, un escalier praticable.

Pour la mesure des déplacements, on a maçonné sur le parement aval des voyants dont les coordonnées planimétriques sont périodiquement mesurées par triangulation. On installe également sur le couronnement du barrage deux mires mobiles — l'une à la clé, l'autre à l'un des reins (côté rive droite) — qui permettent de contrôler au collimateur les déplacements de la crête.

VIDANGE TOTALE ET REMPLISSAGE EN MARS 1957.

Les appareillages décrits plus haut servent à l'execution de contrôles périodiques: tous les trois jours, lecture à l'aide du collimateur; tous

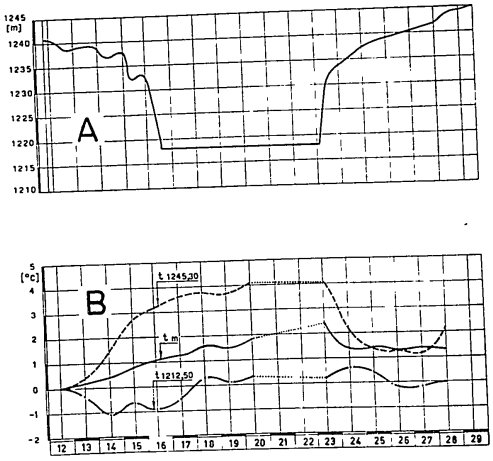


Fig. 6.

Les variations de retenue et de température au cours du cycle de mesure.
Water level and temperature variations during measurement cycle.

les mois, mesures à l'aide des thermomètres et des extensomètres; tous les deux mois environ, levés de triangulation. Les résultats obtenus par ces mesures périodiques au cours des trois premières années d'observation seront publiés dans un Mémoire actuellement en cours d'élaboration. Nous présentons ici les résultats obtenus par le cycle extraordinaire de mesures effectuées en mars 1957, à l'occasion de la vidange totale et du nouveau remplissage du réservoir.

La vidange totale (*fig.* 6 A) a débuté le 17 mars, lorsque la surface du lac était à la cote 1 250,60. Jusqu'au 16 à midi, l'abaissement du niveau de l'eau s'est poursuivi plutôt lentement, sous l'effet de l'alimentation normale des centrales d'aval. Le 16 à midi, le plan d'eau n'arrivait qu'à la cote de la prise de la galerie d'amenée en charge; la vidange de fond est alors entrée en jeu et a écoulé le volume restant en quelques heures. Le 16 à minuit, la surface libre était à la cote 1 218, ce qui équivaut à dire — vu la conformation de la gorge — que le réservoir était pratiquement vide. Il est demeuré tel pendant six jours, c'est-à-dire jusqu'à l'après-midi du 23, qui a marqué le début de la nouvelle opération de remplissage. Cette phase a été constamment suivie par les relevés jusqu'au 29, c'est-à-dire jusqu'au moment où le niveau du lac a été stabilisé à une cote supérieure à celle de départ.

LES RELEVÉS.

En ce qui regarde les mesures, la lenteur prévue et effective des variations de retenue a laissé penser qu'en général une lecture par jour à chaque appareil suffirait à suivre, avec une continuité satisfaisante, le phénomène transitoire ayant siège dans la structure. Il a donc été procédé à une lecture quotidienne des extensomètres; la triangulation a été de même effectuée quotidiennement, aux premières heures de chaque journée. Par contre, les lectures aux thermomètres et au collimateur — qui sont particulièrement rapides — ont été effectuées deux fois par jour, c'est-à-dire au debut de la matinée et vers la fin de l'après-midi.

LES CALCULS DE VÉRIFICATION.

Les calculs de verification ont eu pour but d'evaluer en fonction des variations de retenue et des conditions thermiques du barrage — les déplacements qu'auraient dû subir les voyants de triangulation et les variations de contraintes qui auraient dû se manifester aux stations d'extensomètres au moment de l'execution des mesures. Ces déplacements et ces variations de contraintes ont été évalués à partir des conditions présentes au 17 mars, date du début du cycle des mesures. Toutes les autres grandeurs objet des relevés expérimentaux ou des calculs statiques de vérification sont rapportées aux valeurs du jour en question.

Les calculs ont été partagés en deux parties: la première envisageait — compte tenu du caractère tridimensionnel de la structure — la répar-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tition de la composante horizontale de la poussée hydrostatique entre les éléments résistants horizontaux (arcs) et les éléments verticaux (consoles); la seconde partie, basée sur les résultats de la première, calculait les contraintes et les déplacements s'exerçant sur les éléments susdits.

La répartition de la poussée entre arcs et consoles a été obtenue à l'aide de la méthode de Tölke; on a cependant modifié l'une des conditions au contour concernant la crête de la structure, pour tenir compte de l'épaississement du barrage d'Isolato dans sa partie la plus haute : on a précisément supposé que cet épaississement sert d'appui à la partie de structure située au-dessous. Nous avons supposé un encastrement parfait au pied et avons d'autre part considéré, dans la deuxième partie du calcul, les arcs et la console centrale comme parfaitement encastrés dans la roche indéformable, vu l'excellente qualité du bedrock, déjà reconnue avant ce cycle de mesures et maintenant confirmée par la valeur négligeable des déplacements relevés, au cours des observations du mois de mars de cette année, sur un certain nombre de voyants expressément maçonnés aux culées du barrage.

L'application de la méthode de Tölke se ramène notoirement à l'intégration d'une équation différentielle ordinaire du quatrième ordre. Cette intégration n'est possible de façon rigoureuse que pour des formes particulières de la console centrale du barrage examiné; la console centrale du barrage d'Isolato s'éloigne de ces formes, aussi a-t-on estimé conseillable d'intégrer cette équation par la méthode des différences finies. A cet effet, la console centrale a été répartie en seize tronçons de la hauteur unitaire de 2,50 m du pied jusqu'à la cote 1 215 et de 1 m au-dessus de cette cote, c'est-à-dire là où les variations des caractéristiques géométriques de la structure avec la cote s'avèrent plus considérables. Le problème de la répartition des charges s'est traduit de la sorte en plusieurs systèmes de 21 équations algébriques linéaires à 21 inconnues, ayant une égale matrice des coefficients et différents termes connus Le nombre des systèmes était égal à celui des conditions dans lesquelles on a voulu étudier le barrage L'étude en question s'est répétée pour les 18 journées consécutives d'observation, à dater du 12 mars.

La répartition de la composante horizontale de la charge hydrostatique une fois obtenue, le calcul des arcs a été effectué en considérant chaque arc comme indépendant et sujet à la poussée respective, suivant la répartition effectuée, ainsi qu'aux variations de température évaluées chaque jour suivant les mesures thermométriques. Ce calcul des arcs a été effectué à l'aide des tables de Lieurance, opportunément appropriées au cas d'implantation sur roche indéformable. Il a été ainsi procédé à l'évaluation des contraintes, à la clé et aux naissances, ainsi que des déplacements, en direction radiale, correspondant aux voyants de triangulation.

Pour la console centrale, on a calculé les contraintes aux cotes des extensomètres, la structure étant considérée comme indépendante, sujette à toute la composante verticale de la poussée hydrostatique

et à la portion de composante horizontale qui lui était attribuée par la répartition Tölke.

***

Pour l'étude des arcs et des consoles, ainsi que pour le passage des valeurs de dilatation relevées par les extensomètres à celles des contraintes correspondantes, il était nécessaire de connaître le coefficient α de dilatation thermique linéaire, le module E de Young et le rapport ν de Poisson du béton du barrage.

La valeur du coefficient α a été tirée des résultats des mesures — une cinquantaine en tout — effectuées, du début des observations à la fin du mois de mars 1957, à l'aide de l'extensomètre Huggenberger isolé, dont le fonctionnement s'est avéré particulièrement satisfaisant. Plus précisément, après avoir constaté que les dilatations du béton révélées par cet appareil sont en corrélation étroite avec les variations concomitantes de température et peuvent être considérées — avec une approximation satisfaisante — comme proportionnelles à ces variations, on a déterminé la valeur à attribuer au coefficient de proportionnalité pour que les dilatations calculées à l'aide de ce coefficient, en fonction des variations de température observées, présentent l'écart quadratique moyen minimum par rapport aux valeurs expérimentales. Ce coefficient a été trouvé égal à $1{,}1 \cdot 10^{-5}$ (°C) $^{-1}$; il a été pris comme coefficient α de dilatation thermique du béton.

On a ensuite déterminé, sur la base de cette valeur de α, la valeur du module E. A cet effet, on a considéré les déplacements dans le sens radial des voyants maçonnés sur la console centrale, déplacements relevés par triangulation pendant le mois de mars 1957; on a retranché de ces déplacements ceux qui, pour la valeur $1{,}1 \cdot 10^{-5}$ (°C) $^{-1}$ du coefficient α, devaient être attribués, suivant le calcul de vérification des arcs, aux variations de température, et l'on a constaté que la portion résiduelle des déplacements relevés pouvait généralement se ramener de façon satisfaisante à l'action de la charge hydrostatique grevant les arcs suivant la répartition Tölke, pourvu qu'on adoptât pour le module E une valeur opportune. On a trouvé que c'était pour la valeur $E = 200\,000$ kg cm $^{-2}$ que l'écart quadratique moyen, entre le résidu susdit du déplacement relevé à attribuer à la poussée hydrostatique et la valeur calculable en fonction de cette dernière, prenait sa valeur minimum. Cette valeur de E a été utilisée par la suite dans les calculs. Enfin, le rapport ν de Poisson a été considéré comme égal à 1/6.

LES RÉSULTATS DES RELEVÉS ET DES CALCULS.

Les variations de température.

Comme nous l'avons déjà dit, la température a été mesurée à l'aide des thermomètres deux fois par jour, c'est-à-dire le matin et l'après-midi. Elle a été en outre relevée une fois par jour à l'aide des extenso-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

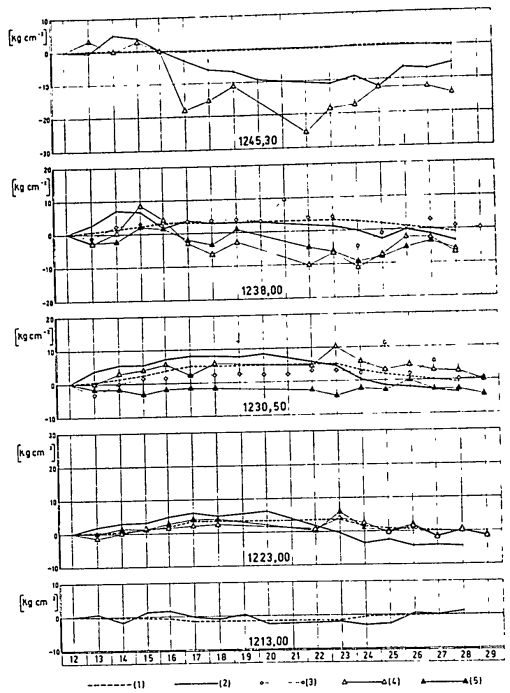


Fig. 7

Valeurs relevées et calculées des contraintes σ_u aux naissances

Les contraintes sont positives lorsqu'il s'agit d'efforts de traction

(1) Contraintes calculées dues à la poussée hydrostatique
(2) Contraintes calculées dues à la poussée hydrostatique et aux variations thermiques.
(3) Contraintes relevées à l'aide des extensomètres Huggenberger
(4) Contraintes relevées à l'aide des extensomètres Galileo à la naissance droite.
(5) Contraintes relevées à l'aide des extensomètres Galileo à la naissance gauche.

mètres électriques. Les extensomètres installés à la clé ont systématiquement confirmé les mesures des thermomètres; ceux qui étaient installés aux reins et aux naissances ont vérifié la valeur pratiquement négligeable des différences de température le long de chaque arc horizontal, ce qui était d'ailleurs prévu, puisqu'on s'était borné à installer des thermomètres proprement dits à la clé. Les données obtenues à la clé ont été par conséquent adoptées pour caractériser les conditions thermiques du barrage et utilisées pour la détermination des variations de température à introduire dans les calculs statiques. Lesdits calculs avant pour but, comme nous l'avons dit, l'évaluation des déplacements et des variations de contraintes qui auraient dû se manifester — suivant le procédé de vérification adopté — au cours des différentes journées par rapport aux conditions du 12 mars, nous avons évalué les variations thermiques subies par le barrage au cours des différentes journées par rapport aux conditions du 12. A cet effet, on a associé pour chaque jour à chaque thermomètre la variation de température lue sur le thermomètre en question par rapport à la valeur indiquée le 12, et l'on a construit, sur la base de ces différences de température, les isothermes dans la console de clé. Aux fins des calculs statiques, il était nécessaire de considérer, à chaque cote, la température du massif du barrage comme une fonction linéaire de la distance entre le point considéré et les parements: on a donc déduit des isothermes en question les diagrammes suivant lesquels la variation de température se répartissait entre amont et aval aux cotes des ares considérés, et l'on a tiré de chacun de ces diagrammes le diagramme trapèze ayant une aire égale et le centre de gravité sur la même verticale. Lesdits trapèzes ont servi de référence pour le calcul des variations de la température moyenne ainsi que des variations de la différence entre la température du parement aval et celle du parement amont, variations qui ont été introduites dans les calculs statiques pour caractériser les actions thermiques qui se sont exercées sur le barrage entre le 12 mars et chacun des jours qui ont suivi.

Les trois diagrammes de la figure 6 B donnent une idée globale des résultats obtenus. L'un d'eux indique, en fonction du temps, la variation de la température moyenne du barrage; les deux autres, les variations de la température moyenne aux cotes 1 245,50 et 1 212,50. La température moyenne du barrage a subi une augmentation progressive pendant la vidange totale et au cours des journées pendant lesquelles le réservoir

LEGEND OF FIGURE 7

Measured and calculated horizontal arch stresses σ_u at abutments

Stresses are positive when tensile

(1) *Calculated stresses due to water load*
(2) *Calculated stresses due to water load and thermal variations*
(3) *Stresses measured by Huggenberger extensometers.*
(4) *Stresses measured by Galileo extensometers in the right abutment*
(5) *Stresses measured by Galileo extensometers in the left abutment*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

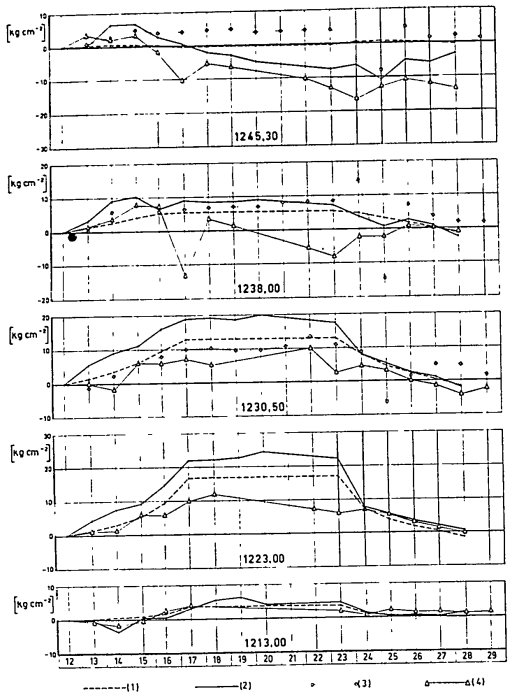


Fig. 8.

Valeurs relevées et calculées des contraintes σ_a à la clé

Contraintes de traction considérées comme positives

(1) Contraintes calculées dues à la poussée hydrostatique.

(2) Contraintes calculées dues à la poussée hydrostatique et aux variations thermiques

(3) Contraintes relevées à l'aide des extensomètres Huggenberger

(4) Contraintes relevées à l'aide des extensomètres Galileo.

a été complètement vide; cette augmentation a atteint 5° C, mais la température a plus tard diminué le premier jour de remplissage, pour demeurer ensuite pratiquement constante et supérieure d'environ 1° C à la température de référence. La température à la cote 1 245,30 a eu une allure analogue, bien que les variations aient été à peu près du double, tandis que celles de la température du pied du barrage ont été sensiblement plus limitées et précisément contenues, en moyenne, entre — 1° et — 1° C (leur allure a été d'autre part différente : refroidissement initial suivi d'élévation modique de température).

LES VARIATIONS DES CONTRAINTES.

Les résultats donnés par les extensomètres électriques se sont avérés dans l'ensemble satisfaisants, vu leur allure régulière, leur cohérence mutuelle et leur conformité aux résultats des calculs de vérification. On ne saurait en dire autant des extensomètres amovibles. Le présent rapport se bornera donc à présenter et à discuter certains résultats des appareils électriques.

Les lectures de ces extensomètres ont permis d'obtenir, par le procédé bien connu, les dilatations unitaires ε_h et ε_v, respectivement horizontales et verticales, dues aux contraintes s'exerçant dans la structure; les composantes de ces contraintes (composantes horizontales, « dans les arcs », et verticales, « dans la console ») ont été ensuite calculées par les formules :

$$\sigma_a = E \frac{\varepsilon_h + \nu \varepsilon_v}{1 - \nu^2},$$

$$\sigma_m = E \frac{\varepsilon_v + \nu \varepsilon_h}{1 - \nu^2},$$

où, comme nous l'avons dit, $E = 360\,000$ kg cm^{-2} et $\nu = 1/6$.

Les résultats les plus significatifs de cette élaboration et des calculs de vérification sont comparés dans les figures 7, 8 et 9. La première de ces figures reproduit les contraintes σ_a aux naissances, la seconde, les contraintes analogues à la clé; la troisième, les contraintes σ_m, toujours à la clé. Les graphiques des figures susdites donnent pour les différentes journées les variations de toutes ces grandeurs par rapport à la valeur du 12 mars.

L'accord entre les extensomètres Galileo et Huggenberger, généra-

LEGEND OF FIGURE 8

Measured and calculated horizontal arch stresses σ_a at crown.

Stresses are positive when tensile

(1) *Calculated stresses due to water load*

(2) *Calculated stresses due to water load and thermal variations*

(3) *Stresses measured by Huggenberger extensometers*

(4) *Stresses measured by Galileo extensometers*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

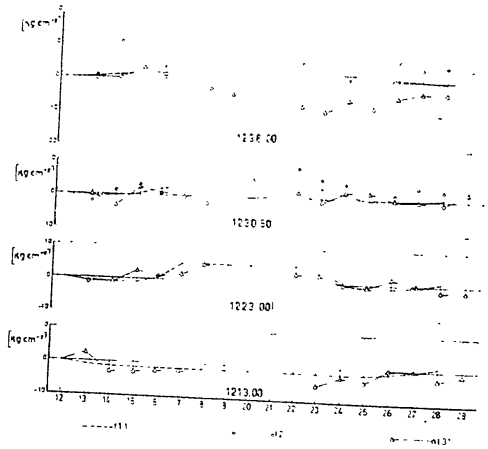


Fig. 9

Valeurs relevées et calculées des contraintes radiales

Contraintes de traction considérées comme positives

(1) Contraintes calculées dues à la poussée hydrostatique

(2) Contraintes relevées à l'aide des extensomètres Huggenberger

(3) Contraintes relevées à l'aide des extensomètres Carlson

Measured and calculated radial stresses

Tensile stresses considered positive

(1) *Calculated stresses due to water load*

(2) *Stresses measured by Huggenberger strain gauges*

(3) *Stresses measured by Carlson strain gauges*

Measured and calculated displacements of the crests of the arches

Radial displacements are positive when directed downstream. Tangential displacements are positive when pointing to the right abutment

(A) *Radial displacements*

(B) *Tangential displacements*

(1) *Calculated displacements due to water load*

(2) *Calculated displacements due to water load and thermal variations*

(3) *Measured displacements*

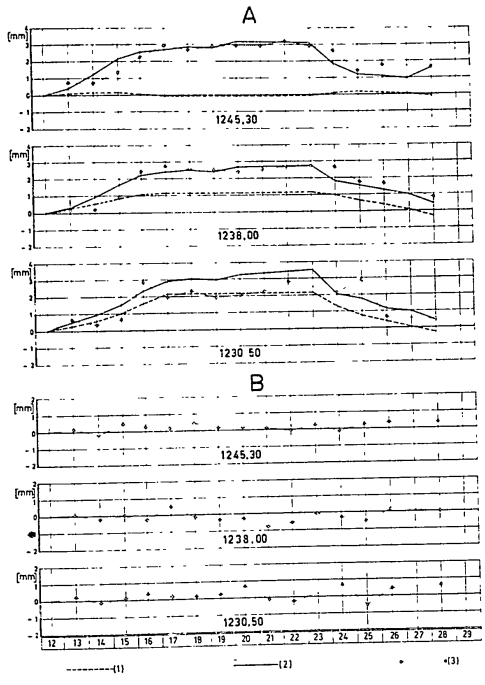


Fig. 10.

Déplacements relevés et calculés des voyants posés à la clé des arcs

Les déplacements radiaux sont positifs s'ils sont dirigés vers l'amont, les déplacements tangentiels le sont s'ils sont dirigés vers la culée droite.

(A) Déplacements radiaux

(B) Déplacements tangentiels

(1) Déplacements calculés dus à la poussée hydrostatique.

(2) Déplacements calculés dus à la poussée hydrostatique et aux variations thermiques

(3) Déplacements relevés

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

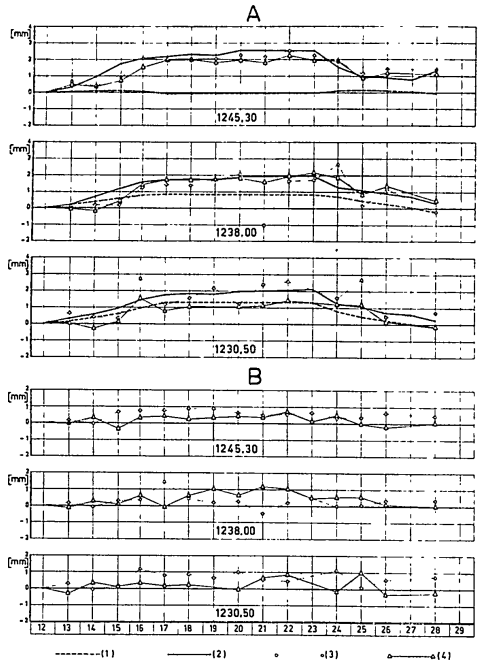


Fig 11.

Déplacements relevés et calculés des voyants posés aux reins des arcs.

Les déplacements radiaux sont positifs s'ils sont dirigés vers l'amont; les déplacements tangentiels le sont s'ils sont dirigés vers la clé

(A) Déplacements radiaux
(B) Déplacements tangentiels.
(1) Déplacements calculés dus à la poussée hydrostatique
(2) Déplacements calculés dus à la poussée hydrostatique et aux variations thermiques.
(3) Déplacements relevés des voyants situés entre la clé et la culée droite.
(4) Déplacements releves des voyants situés entre la clé et la culée gauche.

lement mauvais aux cotes 1 245,30 et 1 238, devient généralement bon à la cote 1 230 et excellent à la cote 1 213.

En ce qui concerne la symétrie de comportement des deux naissances, elle n'a pu être contrôlée à la cote 1 245,30, où l'extensomètre de la naissance gauche n'a pas fonctionné. Elle s'avère assez bonne — en ce qui concerne les extensomètres Galileo — à la cote 1 238, fait défaut à la cote 1 230,50 et s'avère excellente à la cote 1 223.

La comparaison entre les contraintes mesurées et les contraintes calculées révèle à la cote 1 245,30 un accord assez satisfaisant entre les calculs et les indications des extensomètres Galileo, et à la cote 1 238 une concordance analogue entre les calculs et l'extensomètre Huggenberger. A la cote 1 230,50 — où les extensomètres des deux marques donnent des résultats assez concordants à la clé comme à la naissance droite — le calcul reproduit de façon assez satisfaisante les résultats susdits; il s'éloigne par contre des indications du seul extensomètre de la naissance gauche, qui est en désaccord avec les deux de l'autre naissance. Enfin l'accord se révèle satisfaisant aux cotes 1 223 et 1 213.

Nous pouvons affirmer pour conclure — et nous jugeons cette indication significative — que l'accord entre les relevés expérimentaux et les calculs atteint son maximum justement aux stations de mesure dont les résultats expérimentaux sont les plus satisfaisants, soit parce que les appareils Galileo et Huggenberger se trouvent d'accord, soit parce que les contraintes mesurées réflètent la symétrie de la structure et des causes physiques qui influent présumablement sur elle. De plus, aux postes de mesure où deux types d'appareils sont en service et où leurs indications s'avèrent discordantes, le calcul donne presque toujours des résultats suffisamment conformes à ceux de l'un d'entre eux. D'une façon ou d'une autre, l'écart entre les résultats expérimentaux — qu'on pourrait s'attendre à trouver égaux — est généralement supérieur à l'écart entre leur moyenne et les résultats du calcul de vérification.

Mesures et calculs confirment ce que la forme même du barrage laissait prévoir : à savoir que les arcs contribuent à la résistance de la structure dans une mesure absolument prédominante vis-à-vis des consoles.

LEGEND OF FIGURE 11

Measured and calculated displacements of the targets placed near arch haunches.

Radial displacements are positive when pointing upstream tangential displacements are positive when pointing to crown

(A) *Radial displacements*
(B) *Tangential displacements*
(1) *Calculated displacements due to water load*
(2) *Calculated displacements due to water load and thermal variations*
(3) *Measured displacements of targets placed between crown and right abutment*
(4) *Measured displacements of targets placed between crown and left abutment.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

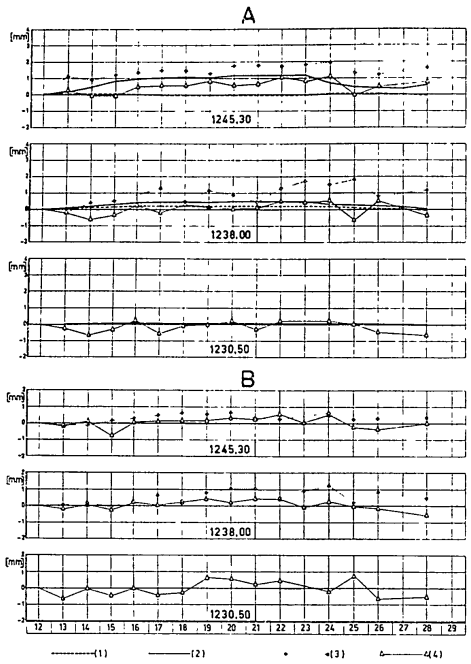


Fig. 12.

Déplacements relevés et calculés des voyants posés à proximité des culées

Les deplacements radiaux sont positifs s'ils sont dirigés vers l'amont, les déplacements tangentiels le sont s'ils sont dirigés vers la clé.

(A) Déplacements radiaux.
(B) Déplacements tangentiels.
(1) Deplacements calculés dus à la poussée hydrostatique.
(2) Déplacements calculés dus à la poussée hydrostatique et aux variations thermiques.
(3) Déplacements relevés des voyants situés près de la culée droite.
(4) Déplacements relevés des voyants situés près de la culée gauche.

Remarquons encore que, suivant le calcul, les variations de contraintes déterminées dans les arcs - au cours du cycle de mesure considéré — par les variations de la retenue sont négligeables à la cote 1 245,50 par rapport à celles qui y sont provoquées par les actions thermiques, tandis qu'à la cote 1 238 et aux cotes inférieures elles deviennent prépondérantes.

LES DÉPLACEMENTS.

Les déplacements qui ont été déterminés quotidiennement par triangulation et les déplacements indiqués par le calcul de vérification sont indiqués et comparés par les figures 10, 11 et 12. La partie supérieure de ces figures reproduit les composantes radiales de ces déplacements, la partie inférieure les composantes tangentielles.

La symétrie de comportement des deux moitiés de barrage comprises entre la clé et chacune des culées se révèle ici plus manifeste qu'on ne peut le constater d'après les mesures extensométriques; elle est révélée par l'accord entre les déplacements radiaux constatés aux reins et entre les déplacements tangentiels aux reins et aux naissances, ainsi que par la faible importance des déplacements tangentiels à la clé.

Au cours de la vidange totale, le barrage s'est déplacé vers l'amont, et les voyants latéraux se sont rapprochés, dans une mesure moindre, de la clé. Le déplacement radial a atteint 3,2 mm pour le voyant en clé, à l'arc le plus élevé: il a diminué aux voyants situés plus bas et encore davantage aux voyants latéraux. Les déplacements tangentiels sont généralement de quelques dixièmes de millimètre Demeuré presque immobile pendant la période de réservoir vide, le barrage s'est ensuite rapproché de sa position initiale, lors de la conclusion du cycle de mesures.

Le calcul de vérification a donné, comme nous l'avons dit, les composantes radiales des déplacements, qui sont les plus significatives. L'accord entre ces valeurs calculées et les valeurs expérimentales est excellent aux cotes 1 245,50 et 1 238; l'écart quadratique moyen est de 0,42 mm pour le voyant sujet aux déplacements les plus considérables (maximum 3,2 mm, comme déjà précisé); à la cote 1 230,50, l'accord

LEGEND OF FIGURE 12

Measured and calculated displacements of the targets placed near abutments.

Radial displacements are positive when pointing upstream tangential displacements are positive when pointing to crown

(A) *Radial displacements*
(B) *Tangential displacements*
(1) *Calculated displacements due to water load*
(2) *Calculated displacements due to water load and thermal variations*
(3) *Measured displacements of targets placed near right abutment.*
(4) *Measured displacements of targets placed near left abutment*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

est encore assez satisfaisant. Sur chacun des trois arcs examinés, il devient de moins en moins complet, tout en demeurant très satisfaisant, au fur et à mesure qu'on s'avance vers les culées. Ces conditions moins favorables se justifient toutefois lorsqu'on se représente que vers les culées les charges hydrostatiques et les variations thermiques que nous supposons s'exercer sur les arcs sont certes plus éloignées de la réalité qu'elles ne le sont pour la clé.

De même que pour les contraintes, le calcul indique pour les déplacements, une action négligeable de la poussée de l'eau à la cote 1 975,50 et par contre une influence croissante de cette même retenue au fur et à mesure qu'on s'avance vers le bas; à la cote 1 930,50, l'influence en question prédomine sur celle des variations de température.

CONCLUSIONS.

Cet examen préliminaire de quelques-uns des résultats de l'étude théorique et expérimentale consacrée au barrage d'Isolato à l'occasion de la vidange totale, suivie de remplissage, effectuée en mars dernier, permet quelques conclusions.

En premier lieu, la constatation de la régularité du comportement statique du barrage. Cette régularité est mise en évidence par l'accord, généralement satisfaisant, entre les résultats concernant les couples de points symétriques par rapport à la clé, par la valeur limitée des dilatations et des déplacements, par la continuité de leurs variations, par leur annulation pratique après le remplissage du réservoir, par la possibilité de justifier leurs valeurs finales, lorsqu'elles ne sont pas négligeables, par l'action des variations de température (comme l'indiquent les calculs de vérification).

On peut remarquer, d'autre part, la capacité, démontrée par les calculs de vérification, de reconstruire les variations de contraintes et de position constatées dans l'ouvrage en atteignant, avec les résultats expérimentaux, un accord qui ne peut manquer d'être reconnu, surtout si l'on considère les difficultés de l'identification et de la définition quantitative des causes agissant sur le barrage, ainsi que de la prévision des modalités de leur action.

RÉSUMÉ.

Ce rapport communique les résultats d'une étude théorique et expérimentale consacrée au barrage d'Isolato — barrage voûte à double courbure — à l'occasion d'une vidange complète du réservoir, suivie de remplissage Et précisément on relate ici quelques-uns des résultats des mesures de déplacements et de dilatations effectuées *in loco* et on les compare avec les résultats d'un calcul de vérification, exécuté suivant la méthode de Tölke

Les résultats des mesurages font ressortir la régularité du comportement statique du barrage, leur comparaison avec les résultats des calculs de vérification démontre la capacité de ces derniers de reconstruire les variations de contraintes et de position constatées sur le barrage en atteignant un accord très remarquable avec les relevés.

SUMMARY.

This paper reports on the results of a theoretical and experimental investigation carried out on the Isolato dam (a double curvature arch dam) in the occurrence of a complete drainage of the reservoir followed by filling up again.

In particular, some of the results issuing from local measurements of strains and deflections are reported, and compared with the results of a check calculation by Tölke's method.

The results of measurements put in evidence the regularity of the statical behaviour of the dam; their comparison with the issuances of check calculations shows that it was possible by such calculation to evaluate stresses and displacements reaching a very remarkable agreement with experimental data.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 70

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

L'ÉVALUATION DU COEFFICIENT DE CONDUCTIBILITÉ THERMIQUE DANS LE BARRAGE DE MORASCO (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN (1)

Le barrage de Morasco (2), réalisé sur le Gries, affluent du Toce (Haute Val d'Ossola, Alpes italiennes), crée un réservoir de régularisation annuelle de la capacité de $17{,}65 \cdot 10^6$ m³, dont la retenue maximum se trouve à la cote 1815,77.

Il est du type poids, légèrement arqué en plan. Ses dimensions principales s'énoncent comme suit :

Hauteur maximum au-dessus du radier de fondation (m)	59
Rayon de courbure (m)	556
Longueur en crête (m)	364,87
Cube de l'ouvrage (m³)	150 000

(*) *Evaluation of the conductivity coefficient in the Morasco Dam.*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, dirigé par M Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil, avec la participation particulière de M Silvio Spagnoletti, Chef de la Section Observation des Barrages, Ingénieur civil, et de M Vincenzo Morelli, Ingénieur civil

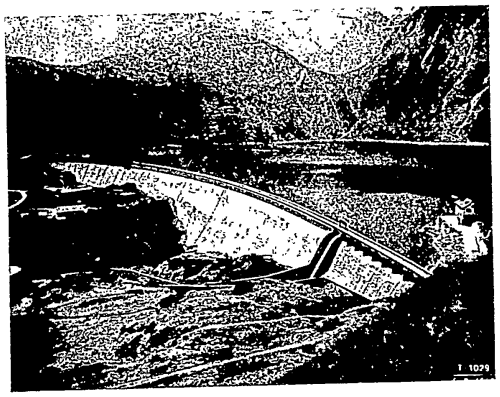
(2) Ce barrage a été projeté et construit par le Service Construction Aménagements hydroélectriques de la Società Edison, sous la direction de M Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil. Période de construction : 1936-1940.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Il dispose d'un équipement thermométrique satisfaisant qui a permis d'effectuer des observations régulières remontant à 1938.

Les mesures effectuées à l'aide de ces thermomètres regardent les températures du béton, de l'air, de l'eau du réservoir et du terrain sur la rive droite.



Le barrage de Morasco sur le Gries, affluent du Toce (Haute Val d'Ossola, Alpes italiennes).

Morasco Dam on river Gries, tributary of river Toce (Upper Ossola Valley, Italian Alps).

I. — DISPOSITION DES THERMOMETRES.

Les installations de mesure ci-dessus comprennent :

a. treize thermomètres électriques à résistance maçonnés dans le massif du barrage, dans la zone comprise entre les joints 15 et 16 et en trois rangées respectivement situées à la cote 1772,00, à la cote 1788,00 et à la cote 1805,77 (*fig.* 1);

b. quatre thermomètres électriques situés à l'intérieur du revêtement aval, aux cotes respectives 1799,00, 1798,50, 1805,20 et 1815,20 et quatre stations de thermomètres à mercure situées aux cotes respectives 1776,00, 1788,00, 1805,00, 1815,80, qui relèvent les températures du parement aval (*fig.* 2);

c. un thermomètre électrique à la cote 1776,00 sur le parement amont

et un autre à la cote 1773 sur le parement aval, qui mesurent respectivement la température de l'eau et celle de l'air (*fig.* 1);

d. un thermographe enregistreur de la température de l'air;

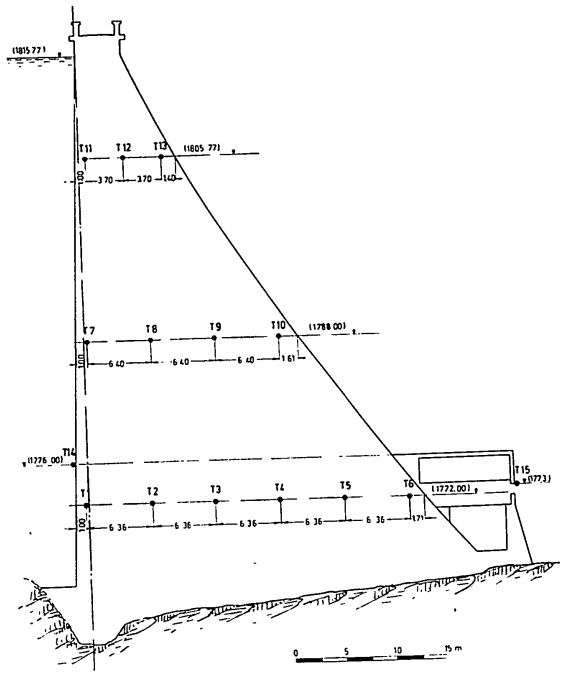


Fig. 1.

Thermomètres électriques.

Location of electrical thermometers.

e. une station géothermographique équipée de trois thermomètres dont deux enregistrent les températures de la roche sur la rive gauche à 1 et 2 m de profondeur et le troisième la température correspondante de l'air.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La lecture des temperatures indiquées par les thermomètres électriques dans le massif du barrage est effectuée à l'aide d'une centrale électrique tous les jours à 8 h. Il est procédé simultanément aux mesures

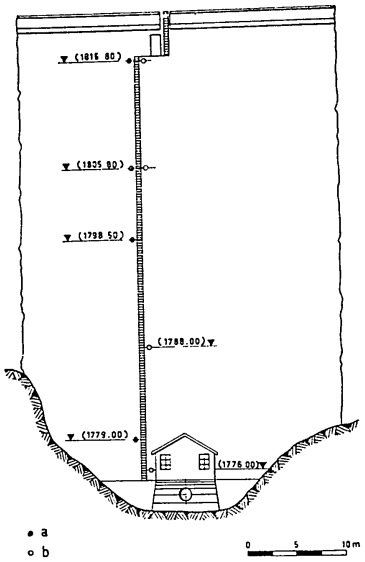


Fig. 2

Emplacement des thermomètres électriques et à mercure sur le parement aval.
(*a*) Thermomètres électriques
(*b*) Thermomètres à mercure

Location of electrical thermometers and mercury thermometers on the downstream facing
(*a*) *Location of electrical thermometers*
(*b*) *Location of mercury thermometers.*

ci-après : mesure ultérieure de la température de l'air au moyen d'un thermomètre à mercure à maximum et à minimum, situé à la cote du couronnement du barrage et, à proximité du barrage susdit, deuxième mesure de la température de l'eau moyennant immersion d'un thermomètre à mercure 5 m au-dessous du plan d'eau en un point du lac-réservoir situé à une vingtaine de mètres du parement et des berges.

Les données élaborées aux fins de la présente étude regardent la période du 1er janvier 1949 au 31 décembre 1951. La date initiale a été choisie en considération du fait que le développement de la chaleur de prise s'est avéré entièrement épuisé à l'époque susdite et que de ce fait l'élaboration des données relatives à cette période reflète effectivement le comportement thermique de la structure sous l'effet du seul rythme saisonnier.

On a effectué les moyennes décadaires des températures journalières pour chaque thermomètre et l'on a déterminé l'année moyenne-type en adoptant, pour chaque décade, la moyenne des dix décades correspondantes (2).

Le diagramme de ces valeurs établi dans un système cartésien temps-températures a permis d'obtenir des courbes sur lesquelles s'est basée l'étude de la transmission de la chaleur d'un point à l'autre de la structure (*fig.* 3).

II. — ÉVALUATION DU COEFFICIENT DE CONDUCTIBILITÉ.

Les méthodes employées pour identifier le coefficient de conductibilité sur la base des données d'observations sont nombreuses et reposent toutes sur l'équation de Fourier concernant la transmission de la chaleur dans un milieu homogène et isotrope. L'application de l'étude susdite s'étend à tous les procédés de calcul connus jusqu'à présent, dont elle met en évidence les caractéristiques et compare les résultats.

1. Application des formules du régime non stationnaire.

A titre d'orientation préliminaire, on a appliqué l'équation à la transmission à travers un mur d'épaisseur infinie, sur la face libre duquel la température varierait suivant une loi sinusoïdale autour de la valeur moyenne θ_m. Cette équation s'exprime, nous le savons, comme suit :

$$\theta = \theta_m + \theta_0 e^{-kx} \sin\left(\frac{2\pi t}{T} - kx\right) \qquad (1)$$

où

$$k = \sqrt{\frac{\pi c}{\lambda T}} = \text{coefficient d'amortissement}$$

e^{-kx} = facteur d'amortissement.

(2) Dans cette étude les courbes relatives aux diverses années montrent une différence extrêmement faible aussi bien pour l'amplitude que pour le déphasage. Donc, au lieu de se référer à chaque année de la décade, on a jugé suffisant de se référer à l'année moyenne.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

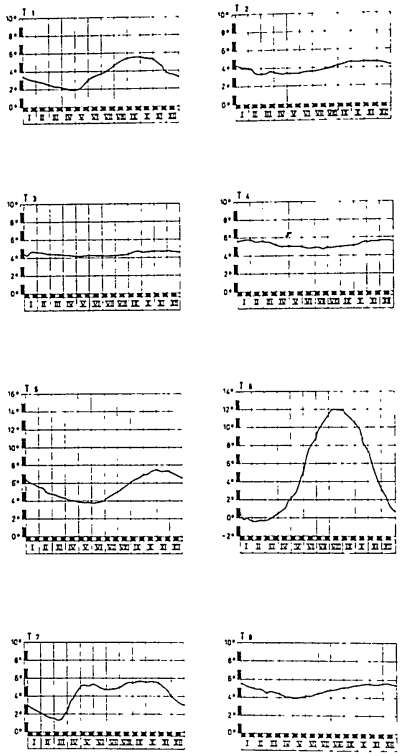


Fig. 3

Année moyenne pendant la période 1942-1951

Diagrammes des températures moyennes décadaires aux thermomètres électriques

Average year of the decade 1942-1951.

Diagrams of the average temperature per decade as from electrical thermometers.

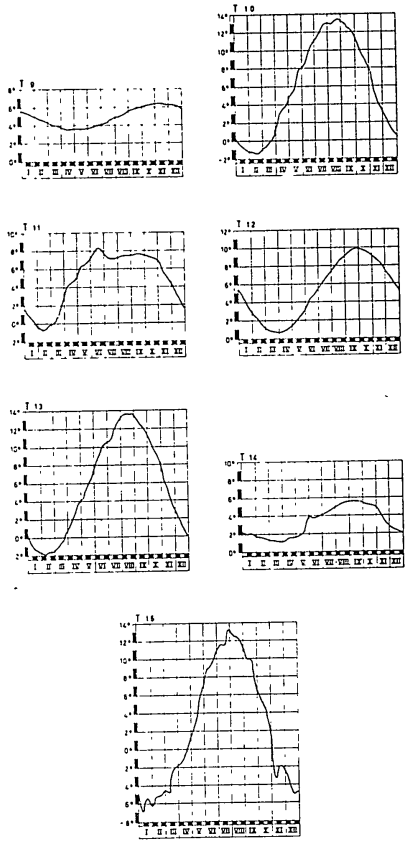


Fig. 3.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

L'équation susdite a été surtout employée pour la partie inférieure de l'ouvrage.

Pour la partie médiane et la partie supérieure, on a eu recours à l'équation relative à la transmission de la chaleur dans un mur d'épaisseur finie, conformément à l'expression

$$\theta = \sqrt{f^2 - z^2}\cos\left(\frac{2\pi t}{T} - \operatorname{arc\,tg}\frac{z}{f}\right), \qquad (2)$$

valable au cas où les températures sur les surfaces limitant le mur sont des fonctions sinusoïdales de la même période et de la même phase (1)

Moyennant application des équations (1) et (2), on a effectué un premier calcul approximatif, compte tenu des données suivantes :

$\lambda = 3$ cal m.h °C. $\quad c = 0,21$ cal kg °C. $\quad \gamma = 2\,400$ kg m

Sur la base des données susdites, on a obtenu les valeurs de la température aux points contrôlés par les thermomètres, valeurs qui ont été comparées avec celles qui ont été tirées expérimentalement des diagrammes relatifs à la période décennale considérée. Les résultats atteints sont groupés dans le Tableau 1.

TABLEAU 1.

Thermomètre n°	Coeff. de conduc.	Amplitude calc	Amplitude observ.	Déphasage (j) calc.	Déphasage (j) observ.	Formule adoptée pour la propagation de la chaleur
		Cote 1 805,77.				
12	3	10°10	9°20	44	40- 50	Epaisseur finie
13	3	15 50	15 40	17	10- 30	» infinie
		Cote 1 788,00				
8	3	1 30	1 60	58	50	Epaisseur finie
9.	3	3 08	2 75	88	80	» »
10	3	14 27	14 85	90	75- 90	» infinie
		Cote 1 772 00.				
1	3	3 55	3 55	14	25	Epaisseur infinie
2	3	0 70	1 15	105	55- 70	» »
	5	1 060	1 15	81	55- 70	» »
	3	0 855	1 15	90	55- 70	» infinie
3	5	1 25	1 15	60	55- 70	» »
	3	0 362	0 47	211	–	» infinie
	5	0 43	0 47	–	–	» infinie
4	3	1 09	1	160	170-190	» infinie
5	3	4 22	3 60	85	85-120	» »
6.	3	13 85	12 40	18	20- 30	» »

(1) M. RITTER, *Temperaturverlauf und Warmespannungen in Mauern bei oscillierenden Aussentemperaturen* (*Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes*, 1933-1934); Alfredo STUCKI et Maurice H DENON, *Problèmes thermiques posés par la construction de barrages-réservoirs.*

L'examen de ces données permet les conclusions suivantes :

a. Pour $\lambda = 3$, nous avons un accord satisfaisant entre les thermomètres des deux cotes les plus élevées (1805,77 et 1788,00) pour lesquelles l'écart entre les températures expérimentales est inférieur à 1° C.

Cet accord subsiste, bien que moins marqué, pour les thermomètres de la cote 1772,00 voisins du parement aval; les températures calculées pour le T et le T° sont supérieures aux températures mesurées, de sorte qu'on peut prévoir, dans cette zone, un coefficient légèrement inférieur à la valeur $\lambda = 3$. Vers l'amont, il est nécessaire de prendre pour λ la valeur 5 si l'on veut obtenir des résultats comparables aux résultats expérimentaux.

b. L'augmentation de valeur du coefficient pour les points proches du parement amont nous amène à penser que les imprégnations d'eau qui humectent le béton et en accroissent la conductibilité ne sont pas étrangères au phénomène. Il est reconnu en effet que le comportement thermique d'un terrain (1) est très différent suivant que ce terrain est sec ou humide; la conductibilité thermique peut atteindre, dans les conditions humides, des valeurs deux ou trois fois plus grandes que celles qu'elle aurait à l'état sec.

2. APPLICATION DE LA SÉRIE DE FOURIER.

Les résultats précédemment obtenus sont basés sur deux hypothèses, à savoir : 1° que l'allure moyenne de la température ait un caractère périodique sinusoïdal; 2° que les températures sur les parements soient en phase entre elles.

De ces hypothèses, cependant, seule la première trouve sa confirmation, bien qu'avec une certaine approximation dans la réalité (périodicité des événements thermiques).

Nous avons donc appliqué aux données expérimentales le développement en série de Fourier, qui permet, comme nous savons, la représentation sous forme sinusoïdale de n'importe quelle fonction périodique. Le développement en question nous amène à représenter la fonction périodique par une équation du type suivant :

$$f(x) = a + b_1\cos x + b_2\cos 2x + \ldots + C_1\sin x + C_2\sin 2x, \qquad (3)$$

où

$$x = \frac{2\pi t}{T} = \omega t \qquad (t \text{ étant le temps général et T la période}),$$

ou à poser

$$\theta_i = \sqrt{b_i^2 + C_i^2}, \qquad \operatorname{tg}\varepsilon_i = \frac{b_i}{C_i}, \qquad (4)$$

où θ représente la demi-amplitude d'oscillation et ε la phase. La (4)

(1) CARSLAW and JAEGER, *Conduction of heat in solids*, chap II, p. 28, Ed. Oxford.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

peut s'écrire également sous la forme

$$f(x) = a + b_1 \sin(x + \xi_1) + b_2 \sin(2x + \xi_2) + \dots \qquad (3')$$

La fonction $b \sin(x + \xi)$, dont la période T est égale à celle du phénomène, prend le nom d'harmonique fondamental ou premier harmonique, tandis qu'on donne aux fonctions successives le nom de deuxième harmonique, troisième harmonique, etc.

Évidemment, en écrivant (3') nous pouvons nous arrêter à un terme quelconque du développement, suivant l'approximation qu'on veut atteindre et du plus ou moins de régularité de la fonction susdite.

Ceci posé, le calcul a procédé en appliquant la méthode de la superposition des effets, autrement dit en considérant séparément les deux ondes provenant d'amont et d'aval, qui se propagent suivant la loi représentée par la (2).

On calcule pour chaque point les deux sinusoïdes représentant l'effet séparé de la variation thermique d'amont et d'aval, et on les compose; la sinusoïde résultante représente l'allure moyenne de la température en ce point. On a donc supposé que la propagation a lieu pour une valeur de $\lambda = 3$cal/m.h.°C dans un béton ayant un poids spécifique égal à 2 400 kg/m³ et une chaleur spécifique C = 0,21 cal/kg.°C.

Le procédé exposé a été appliqué aux trois sections examinées, en considérant comme ondes provenant d'aval et d'amont celles qui regardent les deux thermomètres extrêmes de chaque section.

On a ensuite calculé les fonctions résultant de la composition des deux courbes des deux thermomètres extrêmes, par l'expression suivante :

$$f(T_m - T_v) = a + \frac{a' - a}{d} x + b_1 e^{-kx} \sin(\omega t + \xi - kx) + b_2 e^{-k'x} \sin(2\omega t + \xi_1 - k'x_1) + \dots + b'_1 e^{-k'_1 x} \sin(\omega t + \xi'_1 - k x_1)$$

dont les extrémités concernent le T_v (thermomètres d'aval)

Si nous exprimons T en jours, nous avons $\omega = \frac{2\pi}{T} = 0{,}0172$; on a donc trouvé, suivant les variations de t, les valeurs de la température correspondant au 10, au 20 et au 30 de chaque mois, valeurs qui ont été traduites en graphique en même temps que les courbes expérimentales (*fig. 4*).

Aux cotes 1805,77 et 1788,00, le bon accord entre les courbes expérimentales et les courbes calculées confirme la valeur de $\lambda = 3$.

Par contre, à la cote 1772,00, on a tenu compte, dans l'établissement de la valeur à adopter pour λ, de l'augmentation que le coefficient subit dans la zone amont, suivant ce qui a été observé d'après les résultats précédents. On a par conséquent supposé que l'onde thermique provenant de T_1 d'amont se propage avec un coefficient $\lambda = 5$, tandis que celle qui provient d'aval, T_6, correspond à $\lambda = 3$.

Les résultats obtenus sont très satisfaisants pour le T_2 et le T_5 et

justifient les deux valeurs prises pour λ. Pour le T_5 et le T_6, l'écart entre courbe calculée et courbe expérimentale est plus sensible; on a donc procédé à un calcul ultérieur en prenant $\lambda = 3$ pour les deux ondes;

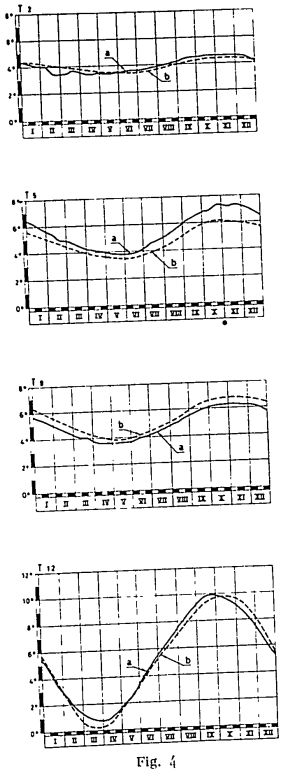


Fig. 4

Comparaison entre les températures mesurées (*a*) et les températures calculées (*b*).
Comparison between the measured (a) and calculated (b) temperature.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

la courbe qu'on obtient coïncide cependant approximativement avec la précédente. Cela est probablement dû à la distance qui sépare ces deux thermomètres du parement amont, de sorte que l'atténuation de l'onde provenant du T_1 ne détermine pratiquement que des variations insensibles de l'augmentation du coefficient γ de 3 à 5 dans le diagramme résultant.

On peut enfin noter que pour les thermomètres T_7 et T_8 les températures calculées sont toujours inférieures aux températures observées; cela nous amènerait à supposer l'existence, dans ce barrage, d'une deuxième source de chaleur indépendamment du milieu extérieur qui s'identifie avec le terrain sur lequel le barrage se trouve implanté. Les résultats exposés confirment la valeur de cette source de chaleur supplémentaire et son augmentation côté amont.

L'accord entre les résultats expérimentaux et les résultats calculés indique que la méthode susdite est conseillable chaque fois qu'on veut calculer, connaissant les températures des parements et la valeur de γ, les températures à l'intérieur du barrage.

3. Méthode graphique.

La propagation thermique dans un mur d'epaisseur finie aux extrémités duquel la température oscille suivant une loi sinusoïdale peut être étudiée par la méthode graphique indiquée par Bourgin (*) (*fig.* 5).

La propagation a été examinée à la cote 1778,00 à travers l'épaisseur $d = 19{,}00$ m, comprise entre le T_7 et le T_{10}, suivant les données ci-apres :

$$c = 0{,}21 \text{ cal kg °C} \qquad \gamma = 2400 \text{ kg m}^3 \qquad T = 8700 \text{ h},$$
$$k = 0{,}956 \qquad \lambda = 3 \text{ cal m h °C}$$

Les equations obtenues en développant la série de Fourier s'écrivent comme suit :

$$T_7 = 5{,}11 - 1{,}79 \sin(\omega t - 22°45') + 0{,}81 \sin(2\omega t + 107°04') + 0{,}35 \sin(3\omega t + 57°17') + 0{,}14 \sin(4\omega t + 150°25') + 0{,}067 \sin(5\omega t - 143°50')$$
$$T_{10} = 5{,}05 - 2{,}40 \sin(\omega t - 23°42') + 0{,}86 \sin(2\omega t + 86°57')$$

On a considéré en premier lieu la propagation de l'onde T_7 de l'amont vers l'aval; le parement aval est donc considéré comme ayant une température constante L'effet de cette propagation au point contrôlé par le T_8, dont l'abscisse, calculée par rapport au parement aval, sur une longueur de 12,80 m, est évaluée comme suit.

On cherche sur l'échelle des épaisseurs la valeur de 12,80 et en correspondance, sur l'échelle des phases, l'angle de 179° 18' et la valeur de 11,70 sur la spirale. En correspondance de la valeur $\lambda = 19{,}20$ de l'échelle des épaisseurs, nous trouverons l'angle de 270° sur l'échelle des

(*) A. Bourgin, *Cours de calcul des barrages*, Ed Eyrolles.

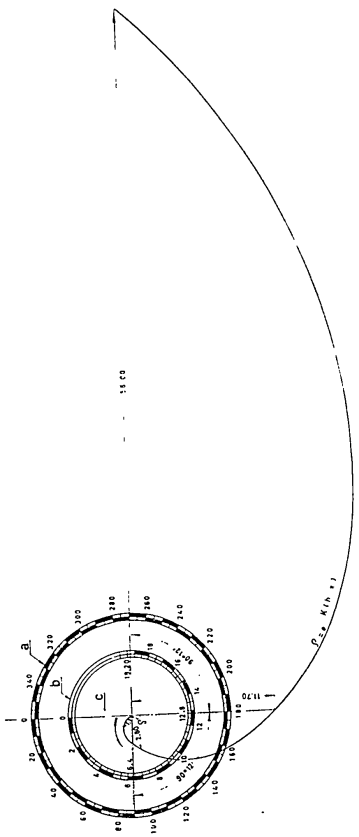


Fig. 5.

Graphical representation of heat propagation across a wall-thickness h = 19 m.
(a) Phase-angle
(b) Thickness scale in meters.
(c) Facing at constant temperature

Représentation graphique de la propagation thermique dans un mur d'épaisseur $h = 19$ m
(a) Déphasages.
(b) Échelle des épaisseurs en mètres.
(c) Parement à température constante

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

phases et le rayon 56 sur la spirale. Cette dernière valeur représente également l'échelle des amplitudes. Nous aurons par conséquent dans le T_8, par effet du premier harmonique du T_7 qui a l'amplitude de 1,79, l'amplitude suivante :

$$\theta_1 = \frac{1,79}{56} \cdot 11,70 = 0,37,$$

et, par effet des harmoniques successifs :

$$\theta_2 = 0,168, \quad \theta_3 = 0,074, \quad \theta_4 = 0,041 \quad \theta_5 = 0,014$$

ce qui coïncide presque exactement avec les valeurs données par le calcul, c'est-à-dire

$$\theta_1 = 0,37, \quad \theta_2 = 0,168 \quad \theta_3 = 0,074, \quad \theta_4 = 0,041 \quad \theta_5 = 0,015$$

Le déphasage de ces vecteurs par rapport aux vecteurs correspondants du T_7 est donné, pour la (12), par

$$\varphi = 270° - 179° 18' = 90° 12$$

ce qui coïncide avec les calculs.

Considérons maintenant la propagation de l'onde du T_{10} de l'aval vers l'amont, et par conséquent le parement amont est considéré à température constante. Nous avons donc, pour le T_8, $l = 6,10$; en regard, nous trouvons dans le diagramme la valeur 2,195 du module du vecteur et l'angle 89° 36' sur l'échelle des phases. De ce fait, en vertu du premier harmonique du T_{10}, ayant une amplitude de 7,10, nous avons le module suivant :

$$\theta'_1 = \frac{7,10}{56} \cdot 2,195 = 0,318 \quad \text{et} \quad \theta'_2 = 0,0156$$

D'autre part nous avons, pour le déphasage :

$$\varphi = 270° - 89° 36 = 180° 24$$

valeurs coïncidant avec le calcul.

Pour le T_9, on procède très rapidement grâce aux données trouvées pour le T_8, mais il faut tenir compte du fait que ce thermomètre se trouve à 12,80 m du T_7 et à 6,70 m du T_{10}.

4. Détermination directe du coefficient de conductibilité thermique.

Par les procédés exposés plus haut, la valeur du coefficient de conductibilité thermique du béton a été obtenue indirectement, c'est-à-dire en vérifiant, pour une valeur préalablement fixée du coefficient susdit, si les caractéristiques de l'oscillation thermique se rapprochaient de celles de l'oscillation réelle, relevée à l'aide des thermomètres.

Cette manière de procéder a mis en lumière la valeur du coefficient

de conductibilité susceptible d'être considérée comme la plus probable. Il ne reste donc qu'à effectuer une recherche directe, basée sur les données des observations disponibles, et tâcher d'obtenir une confirmation des résultats indirectement obtenus. A cet effet, on a suivi le procédé exposé par Contessini (2).

En examinant encore l'équation

$$\theta = \theta_0 \sin(\omega t - k x + \varepsilon),$$

qui régit la propagation, dans un demi-espace indéfini, d'une onde thermique d'amplitude θ_0 et de phase ε — nous considérerons deux points respectivement situés aux profondeurs x_1 et x_2 par rapport à la surface-limite du demi-espace où la température varie suivant une loi sinusoïdale, et répondant aux conditions suivantes :

au point d'abscisse x_1 : $\theta_1 \sin(\omega t + \varepsilon_1)$;
au point d'abscisse x_2 : $\theta_2 \sin(\omega t + \varepsilon_2)$.

Appliquons la (1) à l'échange de chaleur entre ces deux points :

$$\theta_1 e^{-kx_1} \sin(\omega t + \varepsilon_1 - k x_1) = \theta_2 e^{-kx_2} \sin(\omega t + \varepsilon_2 - k x_2)$$

d'où nous obtenons

$$k = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{x_2 - x_1} \qquad (6)$$

$$k = \frac{\log\theta_1 - \log\theta_2}{(x_2 - x_1)\log e}. \qquad (6\text{ bis})$$

Les deux valeurs de k obtenues par comparaison entre les phases et entre les amplitudes devraient être évidemment égales; mais cela n'arrive généralement pas, par suite de la présence des indices θ et ε distinguant respectivement ces deux valeurs.

La valeur trouvée pour K nous donne, par déduction :

$$\lambda = \frac{c\gamma}{k^2} \text{ cal m h °C} \qquad (7)$$

Ces formules, appliquées à différentes paires de thermomètres, ont permis de résoudre le problème de la recherche directe du coefficient λ. Les amplitudes et les phases auxquelles il est nécessaire de se rapporter pour l'application des formules susdites ne peuvent cependant pas être celles qui se rapportent à la sinusoïde moyenne de la période décennale examinée.

D'autre part, la recherche s'avérerait inutilement pénible si l'on examinait, pour chaque thermomètre, les sinusoïdes concernant toutes les périodes de 12 mois consécutifs contenues dans la période décennale susdite.

L'étude de Contessini, précédemment citée, conseille de limiter

(2) F. Contessini, *Sull'applicazione delle serie di Fourier allo studio delle osservazioni termometriche in una diga massiccia* (*En El*, sept 1934)

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

l'examen aux sinusoïdes relatives, pendant des périodes décalées de trois mois l'une par rapport à l'autre, ces périodes pouvant présenter des variations appréciables en amplitude et en phase bien plus qu'on ne le constate pour les periodes consécutives. Pendant les dix années 1942-1951, les périodes de 12 mois consécutifs décalées de trois mois l'une par rapport à l'autre sont au nombre de 37, et par conséquent les fonctions sinusoïdales relatives à chaque thermomètre sont en nombre égal; on a donc obtenu, pour chaque thermomètre, 37 valeurs de l'amplitude et 37 de la phase; dans ces conditions, les expressions (5), (6) et (7) ont donné, pour chaque paire examinée, 37 valeurs de K, et par déduction les valeurs correspondantes de λ.

Les fonctions sinusoïdales ont résulté de l'élaboration des données expérimentales au moyen de l'analyse harmonique suivant Fourier.

L'examen de cette enquête directe nous permet d'avancer les observations suivantes :

a. La loi exprimée par l'équation (1) relative à la transmission de la chaleur à travers un conducteur demi-infini semble vérifiée, dans les limites permises par les inévitables erreurs de mesure, pour les thermomètres situés au voisinage du parement aval, qui présentent des caractères de régularité et de grande amplitude de variation dans leurs sinusoïdes. Par contre, en ce qui concerne les thermomètres côté amont, dont la variation est limitée et qui ressentent l'influence alternative des températures de l'air et de l'eau — causes qui exercent toute leur influence sur une irrégularité plus grande des sinusoïdes — les données disponibles ne sont pas toutes utilisables et parfois le nombre de périodes valables pour l'enquête se réduit considérablement.

b. La tendance du coefficient h à l'augmentation n'en est pas moins confirmée au fur et à mesure qu'on se rapproche du parement amont; par contre, elle tend à diminuer dans le cas opposé En moyenne, le coefficient de conductibilité est voisin de la valeur $\lambda = 3$ cal/m. h.°C.

5. Méthode des différences finies.

La méthode des différences finies est conseillable lorsque les températures sur les surfaces extrêmes du moyen conducteur à l'intérieur duquel s'effectue la propagation thermique sont représentées par des fonctions s'éloignant sensiblement de l'allure périodique.

Par cette méthode, l'épaisseur h étant divisée en n portions Δx, la température de la portion $i^{\text{ième}}$ à l'instant $t + \Delta t$ est donné par

$$\theta_i = \frac{\theta_{i-1} - \theta_{i+1} + (m-2)\theta_i}{M},$$

où θ_i représente la température du $i^{\text{ième}}$ intervalle à l'instant t et $M = \frac{\Delta x^2}{2\alpha\Delta t}$, α étant la diffusivité. Pour $M = 2$ nous obtenons la formule de Schmidt, qui donne la température du $i^{\text{ième}}$ intervalle à l'instant $t + \Delta t$ comme moyenne de la température à l'instant t des intervalles contigus.

Il a été remarqué (*) que la méthode repond mieux aux exigences de la réalité si nous posons que la temperature du $i^{\text{ième}}$ intervalle à l'instant $t + \Delta t$ est proportionnelle à la difference moyenne de température entre l'instant initial et l'instant final de l'intervalle Δt, au lieu d'être uniquement proportionnelle à la différence initiale de température entre intervalles contigus Nous obtenons par conséquent

$$\theta_i = \frac{\theta_{i-1} + \theta_{i+1} + (M-2)\theta_i}{M} - \theta_i, \quad (16)$$

où

$$\theta_{i+1} = \frac{\theta_{i-1} + \theta_{i+1}}{2}$$

On a en outre observé qu'il peut être opportun d'adopter des valeurs de M variables, de manière à rendre la formule plus aisée à adapter aux variations de température et de diffusivité qui se présentent dans la réalité.

L'application à la présente étude a été faite pour la cote 1788,00 en subdivisant l'épaisseur de 19,20 en six intervalles Δ, de 3,20 m chacun, et en posant T = 720 h. Trois valeurs différentes de M ont été adoptées, suivant les trois valeurs de λ obtenues pour cette cote par la recherche directe, et précisément $\lambda = 1$ pour les deux premiers intervalles, $\lambda = 3$ pour les deux portions centrales et $\lambda = 2$ pour les deux dernières portions.

En vue de l'exécution des calculs, on a tenu compte pour tous les mois examinés des températures θ_0 et θ_6 aux extrémités de l'intervalle, tirées des diagrammes du T_7 et du T_{10}, ainsi que des températures de chaque portion, sur le plan médian, pour $t = 0$.

Les résultats sont donnés par le Tableau 2.

Tableau 2

t mois.	0	1	2 Eval.	2 Calc.	3 Eval.	3 Calc.	4 Eval.	4 Calc.	5 Eval.	5 Calc.	6.	7
							6,55		4,80		2,00	0,45
0	3	3,80	4,40		6,00							
1er	2,45	3,15	4,00	4,15	5,40	5,55	5,55	5,57	4,0	4,1	2,00	1,18
2e	1,55	2,68	4,00	4,00	4,00	5,08	4,90	5,05	3,8	4,07	2,04	0,93
3e	2,45	2,60	3,90	3,90	4,80	4,70	4,6	4,64	3,6	3,8	2,02	1,15
4e	3,05	3,60	3,60	3,88	4,50	4,40	4,34	4,34	3,6	3,69	2,24	1,80
5e	3,35	4,68	4,10	4,00	4,40	4,25	4,20	4,17	4,0	3,80	4,38	7,95
6e	4,70	4,74	4,30	4,42	4,30	4,25	4,27	4,26	4,1	4,00	6,34	11,10
7e	4,97	4,72	4,60	4,50	4,35	4,30	4,40	4,45	4,9	4,9	8,30	13,78
8e	5,50	5,03	4,70	4,61	4,50	4,44	4,70	4,69	5,5	5,7	9,50	13,50
9e	5,58	5,24	4,8	4,77	4,65	4,60	4,80	4,97	6,2	6,35	9,89	11,28
10e	5,44	5,28	4,9	4,9	4,75	4,89	5,30	5,35	6,7	6,76	9,07	7,75
11e	4,10	4,86	4,90	4,95	5,15	5,04	5,60	5,63	6,5	6,74	7,14	3,05
12e	3,00	3,50	4,40		6,00		6,55		4,80		2,00	0,45

(*) Mattarolo, *La trasmissione del calore sulle grandi dighe* (*En El*, No. 5, 1951).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

6. Méthode des fonctions d'influence.

Cette méthode a été appliquée à la cote 1788, en vue de permettre la comparaison entre son résultat et celui de la méthode des différences finies. Nous nous sommes proposé de trouver la température à la fin du huitième mois au point

$$X = \left(\frac{}{} \right)_{} \text{ étant égal à } 19,40°.$$

En adoptant [illegible], sur la base des températures du T_{10} et T_7 on a obtenu, au point examiné, la température de 6°,09 contre les 5°,70 obtenus par la méthode des différences finies.

III. — CONCLUSIONS ET OBSERVATIONS.

Les conclusions que nous pouvons tirer des résultats obtenus par les différents procédés peuvent s'énoncer comme suit :

a. la valeur $\lambda = 3$ cal m. h. °C adoptée pour le coefficient de conductibilité thermique du béton permet d'obtenir des températures dont l'accord avec les données d'observation s'avère satisfaisant en ce qui regarde l'amplitude des oscillations comme en ce qui concerne les déphasages. Cela est surtout valable pour les épaisseurs moindres du barrage;

b. à proximité du parement amont, on constate une augmentation du coefficient allant de 3 à 5; cette augmentation est plus sensible aux cotes inférieures, toujours en eau, et diminue aux cotes les plus élevées. Cette constatation, nous l'avons déjà dit, suggérerait l'hypothèse d'un accroissement de conduction dû à l'imprégnation d'eau du réservoir dans la zone comprise entre le parement amont et la ligne des drains;

c. la formule de la propagation de la chaleur à travers les corps d'épaisseur demi-infinie interprète bien le phénomène thermique pour les points proches des parements et à travers les épaisseurs plus considérables; il est par contre opportun, pour les autres points, de considérer la formule de la propagation dans l'épaisseur finie, en limitant éventuellement l'épaisseur examinée aux portions comprises entre les thermomètres intérieurs.

Les deux formules en question sont rapides à appliquer et permettent, au moyen de quelques tentatives, d'identifier la valeur du coefficient de conductibilité, tandis que la recherche directe effectuée en comparant les amplitudes et les déplacements des paires de thermomètres exige une trop longue élaboration;

d. les procédés de calcul basés sur la méthode des différences finies et des fonctions d'influence sont également très laborieux; ils offrent

néanmoins l'avantage de suivre pas à pas et en chaque point les variations thermiques avec des résultats suffisamment appropriés;

e. les méthodes graphiques, conseillables surtout pour les épaisseurs limitées, ont le mérite de la rapidité du résultat et fournissent, entre certaines limites souvent suffisantes, une rapide image du comportement thermique du barrage.

IV. RÉSULTATS OBTENUS POUR D'AUTRES BARRAGES.

Nous exposons ci-après, par comparaison, les valeurs du coefficient de conductibilité thermique obtenues pour d'autres barrages; pour celui de Cignana, on a trouvé une valeur de

$$\lambda = [illegible] \text{ cal m h °C}$$

Au barrage de Sottosella, en représentant les températures sous forme de fonction sinusoïdale, on a obtenu $\lambda = 2,00$, tandis qu'en adoptant la méthode américaine des pourcentages des composants du gâchage, le résultat a été $\lambda = 2,8$. Les observations effectuées sur le barrage de Pieve di Cadore ont donné une moyenne $\lambda = 2,64$, tandis que la valeur obtenue au laboratoire a été de $\lambda = 3,20$. Pour le barrage de Forte Buso, récemment construit (9), les premiers résultats, basés sur l'examen des courbes d'épuisement, au cours du développement de la chaleur d'hydratation, ont donné une valeur de λ comprise entre 1,5 et 2,4.

Pour les barrages de la Dixence et de Mauvoisin (10), on a trouvé respectivement les diffusivités suivantes :

$$a = [illegible] \text{ et } a = [illegible] \text{ m}^2 \text{ h}.$$

auxquelles correspondent des valeurs de

$$\lambda = [illegible] \text{ et } \lambda = [illegible] \text{ cal m h °C}.$$

En général, les auteurs allemands estiment que le coefficient λ est inférieur à 2. Ils donnent, dans une de leurs communications, une valeur de λ égale à 1,75 (11). Pour le barrage de Kninicky, la valeur de λ a été trouvée égale à 2,16, alors que pour le barrage de Vranov on a eu $\lambda = 1,2$ à une profondeur de 5 m au-dessous de la surface du béton, ce qui a été également constaté pour le barrage de Bull Run.

---

(9) Mattarolo, *Intorno ai primi risultati delle misure di temperatura in una grande diga in calcestruzzo* (*La Termotecnica*, No. 7, 1954)

(10) *Schweizerische Bauzeitung*, 1953, p. 118.

(11) *Beton und Stahlbetonbau*, No 10, 1954, p. 226

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le tableau suivant récapitule les résultats connus à ce jour :

TABLEAU 5.

Barrage	Coefficient de conductibilité thermique (cal/m h.°C)
Cignana...	2,87
Sottosella. .	2 00
Pieve di Cadore.	2,64
Forte Buso.	1,5 — 2,1
Dixence...	1.50
Mauvoisin .	2,30
Kamicky.	2.16
Vranov....	1,90
Bull Run..	1,70
Morasco...	3,00

RÉSUMÉ.

Il est question dans cet article de la recherche du coefficient de conductibilité dans le béton du barrage-poids de Morasco (Alpes italiennes), pourvu d'un équipement thermométrique.

On a employé plusieurs procédés de calcul parmi les plus connus, dont on a souligné les caractéristiques et comparé les résultats.

La première partie de l'étude expose une méthode indirecte, c'est-à-dire pose, *a priori*, une valeur du coefficient et vérifie que cette valeur permet de retrouver des oscillations assez proches de celles qu'on avait relevées à l'aide des thermomètres.

Cette analyse a fait ressortir la valeur la plus probable du coefficient.

On a ensuite procédé à une recherche directe du coefficient en partant des données d'observation et l'on a obtenu une confirmation des résultats précédents.

On a ainsi pu constater que la valeur de $\lambda = 3$ cal/m. h.°C donne une bonne concordance avec les données d'observation aussi bien pour l'amplitude des oscillations thermiques que pour les déphasages, et cela surtout pour les parties les moins épaisses.

A proximité du parement à l'amont et dans la partie inférieure du barrage toujours submergée on a constaté une augmentation de la valeur de λ de 3 jusqu'à 5 cal/m. h.°C.

Ce fait pourrait suggérer l'hypothèse que la plus forte conductibilité s'expliquerait par la présence de l'eau d'infiltration dans la région comprise entre le parement à l'amont et le plan des drainages.

SUMMARY.

This paper deals with the research of the conductivity coefficient of concrete in the Morasco concrete-gravity dam (Italian Alps), where a thermometrical equipment is provided.

Several calculation methods among the best-known ones were employed, developing their individual characteristics and then comparing the results.

First, an indirect method is described : namely, the coefficient value was assumed *a priori* and checked until the oscillations thus obtained were sufficiently close to those revealed by thermometers. This analysis issued the most reliable value of the coefficient.

Further on, a direct research of the coefficient was carried out starting from the instrument readings, which gave a confirmation of the previous results.

It was thus possible to ascertain that the value of $\lambda = 3$ cal/m. h.°C represents a good approximation to the observed data, with regards to oscillation width as well as to phase-angle, chiefly for the less thick sections

Near the upstream facing and in the lower portion of the dam which is permanently submerged, the value of λ was found to increase from 3 up to 5 cal/m. h.°C.

This fact suggests the hypothesis that this greater conductivity may be explained by the presence of seepage water in the space between the upstream facing and the drainage plan.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 71

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LES CONTRAINTES THERMIQUES DANS LE BARRAGE DE MORASCO (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES DU GROUPE EDISON-MILAN (1).

La connaissance de la répartition des températures dans le massif d'un barrage - - question qui a fait l'objet de nombreuses études — serait stérile, quoique intéressante, si elle ne nous amenait pas à une évaluation des efforts thermiques.

On sait que la déformation d'un volume élémentaire dérivant d'une variation de température par rapport à un état considéré comme exempt de tension se compose de deux parties : l'une, de nature thermique, consiste en une dilatation uniforme dans toutes les directions; l'autre, de nature élastique, est produite par les efforts thermiques.

Pour la détermination des déformations élastiques qui s'ajoutent aux déformations imprimées on admet généralement la possibilité de satisfaire à l'hypothèse de Navier sur la conservation des sections planes. La ligne de déformation totale est donnée par la droite de compen-

(*) *The thermal stresses in the Morasco dam*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydro-électriques du Groupe Edison, dirigé par M. Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil, avec la participation particulière de M. Silvio Spagnoletti, Chef de la Section Observation des Barrages, Ingénieur Civil.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Tome I.

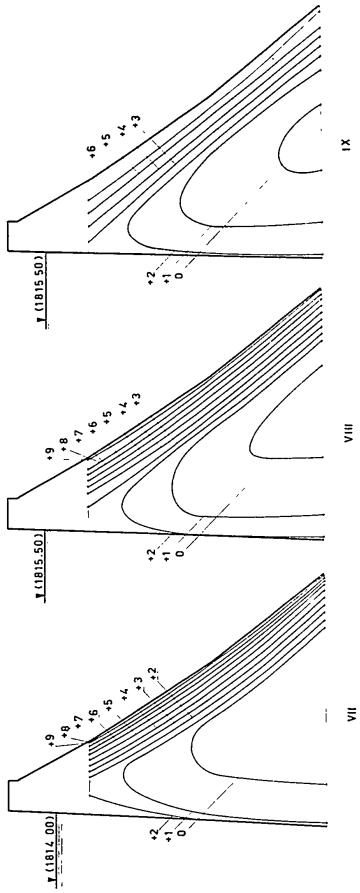
Lignes d'égale différence entre les températures moyennes mensuelles et celles de départ

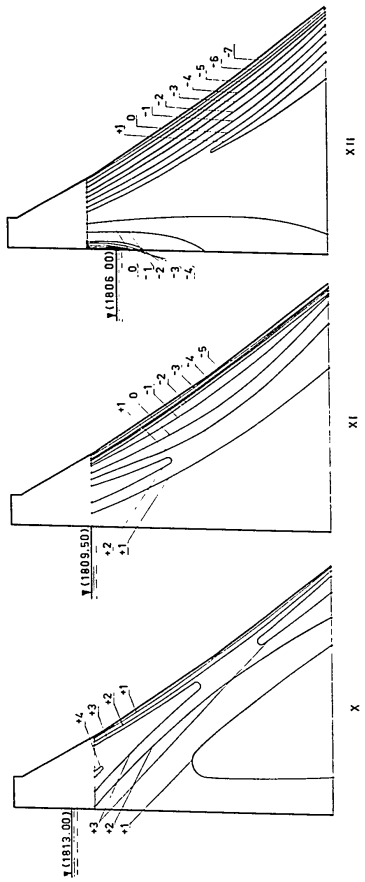
Lines of equal difference between monthly average and reference temperatures

R. 71.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8





Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE II.

Contraintes thermiques dans le plan de base.
Thermal stresses on the base plane

Ja, Janvier.
F, Février;
Mr, Mars;
A, Avril;
Ma, Mai;
Jn, Juin,
Jl, Juillet.
A, Août;
S, Septembre.
O, Octobre;
N, Novembre.
D, Décembre

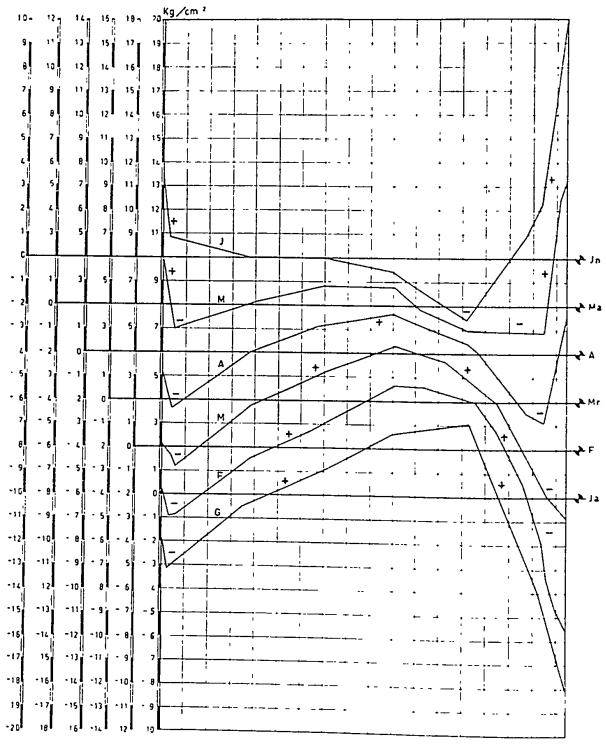
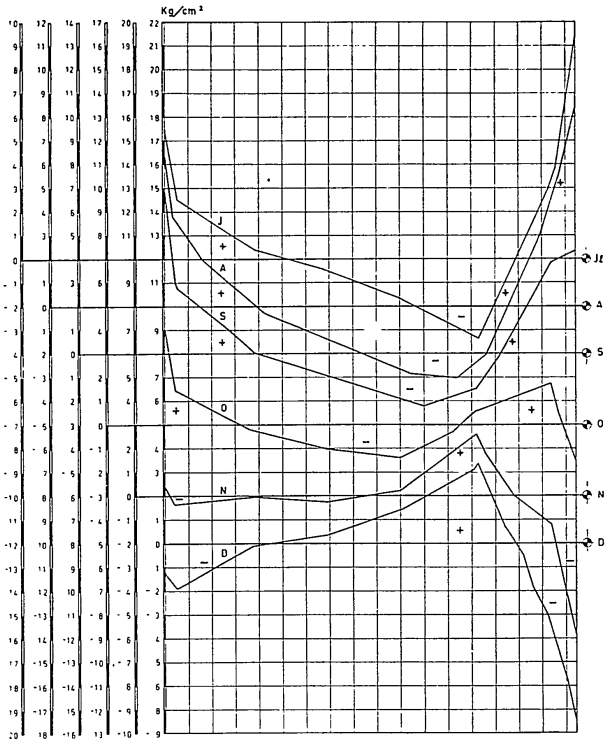


TABLE II (*suite*).

Ja, *January*;
F, *February*;
Mr, *March*;
A, *April*;
Ma, *May*;
Jn, *June*;
Jl, *July*;
A, *August*;
S, *September*;
O, *October*;
N, *November*;
D, *December*.



Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

sation du diagramme des températures et la surface mixtiligne qui en résulte représente le diagramme des efforts thermiques.

Il s'agit maintenant d'établir pour un barrage quel est l'état thermique initial sans tensions.

Cet état devrait correspondre à celui du béton à la fin de sa prise. Mais le développement de la chaleur d'hydratation et sa diverse dissipation dans les zones centrales et dans les zones latérales altère tellement le tableau thermique naturel qu'on ne parvient pas à définir avec certitude l'état initial exempt de tensions intérieures.

Par suite de cette difficulté, l'évaluation des efforts thermiques est entachée d'incertitudes.

En ce qui concerne le barrage de Morasco, on a pris conventionnellement comme état thermique de référence, sans efforts, l'état déterminé par la température moyenne annuelle aux environs de laquelle oscille la température de chaque thermomètre.

Pour chaque mois de l'année, on a déduit les différences entre les températures moyennes mensuelles et celles de référence et l'on a ensuite tracé les courbes des isodifférences. Les états thermiques relatifs sont représentés par la Table I. On a ensuite obtenu les diagrammes des températures sur le plan de base pour chaque mois de l'année et tracé pour chacun la droite de compensation.

Les ordonnées des diagrammes compensés multipliées par le coefficient de dilatation ($\varepsilon = 0{,}00001$) et par le module d'élasticité E du béton ($E = 140\,000$ kg/cm²) expriment les efforts thermiques sur le plan de base. La Table II indique les diagrammes des contraintes susdites aux différents mois de l'année.

Les contraintes maxima se produisent aux mois de janvier et d'août et prennent la valeur de $\simeq 8{,}5$ kg/cm² sur le parement aval et de 3 kg/cm² au centre du massif.

Dans le cas-limite des températures de janvier prises comme référence, les différences thermiques maxima sont entre ces températures et celles du mois d'août. En compensant le diagramme de ces différences, on obtient sur le parement aval une contrainte de $8{,}9 \times 140\,000 \times 0{,}00001 = -12{,}5$ kg/cm² et dans le massif du barrage une contrainte de $2{,}9 \times 140\,000 \times 0{,}00001 = -4{,}06$ kg/cm². Ces valeurs sont toutefois extrêmes et très improbables.

Les contraintes ainsi obtenues sont celles qui agissent sur le plan vertical. Pour le calcul des contraintes principales, toutefois, il faut connaître les contraintes horizontales et les contraintes de cisaillement.

Pour le calcul de ces contraintes, on applique la théorie sur les efforts thermiques des barrages-poids, due à M. Arredi (2).

Parmi les états thermiques considérés par cette théorie, celui qui se rapproche le plus des états considérés ci-dessus est représenté par

(2) F. Arredi, *Le sollecitazioni indotte da variazioni di temperatura nelle dighe a gravità* (*Giornale del Genio Civile*, Anno 1915, febbraio-marzo)

la figure 1 de l'exemple V (*fig.* 1); il est similaire à celui du mois d'août.

En assimilant le barrage de Morasco à un triangle dont le sommet serait à 44 m de la base (ouverture de 38°, fruit amont 1° 45'), la configuration des isodifférences thermiques du mois d'août est assez semblable à celle qui est représentée par la figure 9 et exprimée par la fonction ci-après :

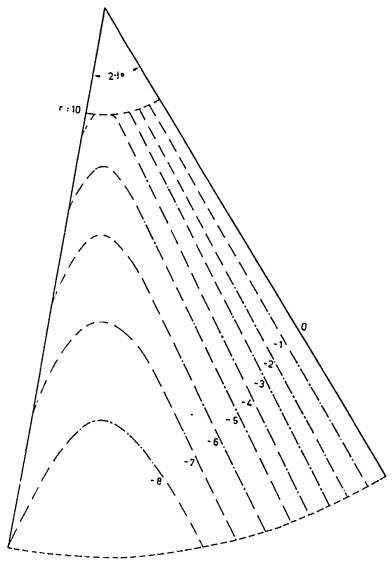


Fig. 1

État thermique étudié par Arredi

Thermal conditions studied by Arredi.

$$t = r^n f(\varphi)$$

$$= r^n \cos \frac{\pi}{2} \frac{\varphi}{\alpha_0 - \alpha},$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

où t représente la difference de temperature;

$$z = \text{illegible}$$

$$= \text{illegible}$$

$$= \frac{1}{}$$

$$= \frac{1}{} = \frac{}{} = \text{illegible}$$

Les tensions z, z_1 et τ, parallèles et normales au rayon vecteur

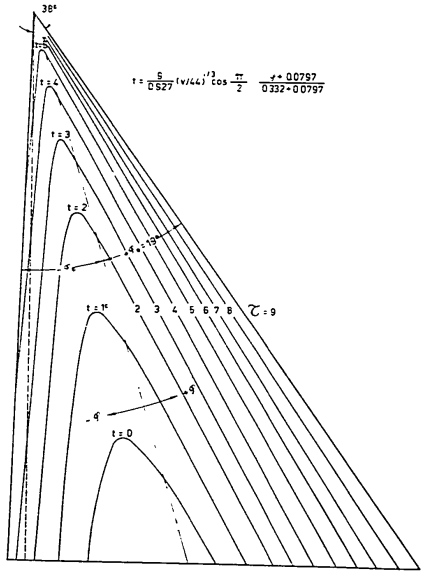


Fig .

État thermique represente par l equation

Thermal conditions described by the equation

à une distance r generale du sommet sont exprimées par

$$z = r f_1$$
$$z_1 = r f_2$$
$$\tau = r f$$

où f_1, f_2, f sont des fonctions de z.

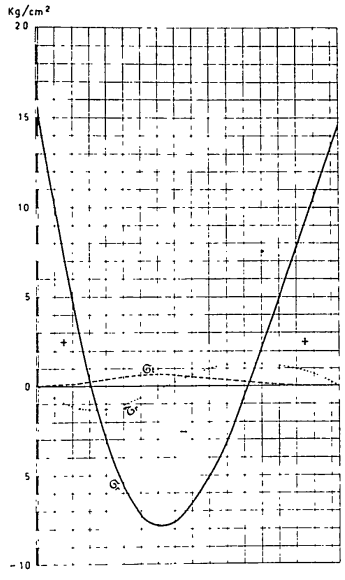


Fig 3

Contraintes radiales dans le plan horizontal de base

z, contrainte normale dans la direction du rayon vecteur,
z_1, contrainte normale dans la direction normale au rayon vecteur;
τ, contrainte de cisaillement dans la direction du rayon et dans la direction normale au rayon

Radial stresses on the horizontal base plane

z, *perpendicular stress in the direction of radius vector;*
z_1, *perpendicular stress in direction normal to radius vector,*
τ, *shearing stress in the direction of and normal to radius*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 1

a) 1

φ	-19°	-14° 15'	-9° 30'	-4° 45'	0°	4° 45'	9° 30'	14° 15'	19°
φ - α	- 14°26'24"	- 9°41'24"	- 4°56'24"	- 0°11'24"	+ 4°33'36"	+ 9°18'33"	+ 14°03'36"	+ 18°48'36"	+ 23°33'36"
θ (φ - α)	- 55°09'40"	- 37°00'58"	- 18°52'15"	- 0°43'32"	+ 17°25'09"	+ 35°33'52"	+ 53°42'34"	+ 71°51'17"	+ 90°
sinθ(φ - α)	- 0,8208	- 0,6020	- 0,3234	- 0,0127	+ 0,2994	+ 0,5816	+ 0,8060	+ 0°9503	+ 1,0000
cosθ(φ - α)	+ 0,5713	+ 0,7985	+ 0,9462	+ 0,9999	+ 0,9541	+ 0,8135	+ 0,5919	+ 0,3114	0
(n+2) φ	- 44°20'	- 33°15'	- 22°10'	- 11°05"	0	+ 11°5'	+ 22°10'	+ 33°15'	+ 44°20'
sin(n+2) φ	- 0,6988	- 0,5483	- 0,3773	- 0,1922	0	+ 0,1922	+ 0,3773	+ 0,5483	+ 0,6988
cos(n+2) φ	+ 0,7153	+ 0,8363	+ 0,9261	+ 0,9813	1	+ 0,9813	+ 0,9261	+ 0,8363	+ 0,7153
sin n φ	- 0,1103	- 0,0828	- 0,0552	- 0,0276	0	+ 0,0276	+ 0,0552	+ 0,0828	+ 0,1103
cos n φ	+ 0,9939	+ 0,9966	+ 0,9985	+ 0,9996	1	+ 0,9996	+ 0,9985	+ 0,9966	+ 0,9939
$\frac{2}{n+2}$ C1 cos n φ	+ 11,9904	+ 12,0226	+ 12,0456	+ 12,0594	+ 12,0640	+ 12,0594	+ 12,0456	+ 12,0226	+ 11,9904
$\frac{2}{n+2}$ C2 sin n φ	+ 5,2568	+ 3,9461	+ 2,6324	+ 1,3167	0	- 1,3167	- 2,6324	- 3,9461	- 5,2568
β cosθ(φ - α)	+ 2,3305	+ 3,2574	+ 3,8603	+ 4,0793	+ 3,8925	+ 3,3187	+ 2,4146	+ 1,2705	0
$-\frac{n}{n+2}$ C1 cos n φ	- 1,9984	- 2,0038	- 2,0076	- 2,0099	- 2,0107	- 2,0099	- 2,0076	- 2,0038	- 1,9984
$-\frac{n}{n+2}$ C2 sin n φ	- 0,8761	- 0,6577	- 0,4387	- 0,2195	0	+ 0,2195	+ 0,4387	+ 0,6577	+ 0,8761
- C3 cos(n+2) φ	+ 17,1590	+ 20,0617	+ 22,2160	+ 23,5416	+ 23,9891	+ 23,5416	+ 22,2160	+ 20,0617	+ 17,1590
-C4 sin(n+2) φ	+ 9,3032	+ 7,2992	+ 5,0229	+ 2,5592	0	- 2,5592	- 5,0229	- 7,2992	- 9,3033
γ cosθ(φ - α)	- 15,6627	- 21,8920	- 25,9438	- 27,4153	- 26,1601	- 22,3039	- 16,2278	- 8,5385	0
$\frac{n}{n+2}$ C1 sin n φ	- 0,2218	- 0,1665	- 0,1111	- 0,0556	0	+ 0,0556	+ 0,1111	+ 0,1665	+ 0,2218
$-\frac{n}{n+2}$ C2 cos n φ	+ 7,8939	+ 7,9151	+ 7,9302	+ 7,9393	+ 7,9423	+ 7,9393	+ 7,9302	+ 7,9151	+ 7,8939
C3 sin(n+2) φ	+ 16,7643	+ 13,1530	+ 9,0511	+ 4,6116	0	- 4,6116	- 9,0511	- 13,1530	- 16,7643
-C4 cos(n+2) φ	- 9,5223	- 11,1331	- 12,3286	- 13,0643	- 13,3126	- 13,0643	- 12,3287	- 11,1331	- 9,5223
S sinθ(φ - α)	- 14,9141	- 10,9396	- 5,8772	- 0,2302	+ 5,4397	+ 10,5686	+ 14,6463	+ 17,2673	+ 18,1710
1/2 (f1 + f2)	+ 19,5778	+ 19,2262	+ 18,5384	+ 17,4554	+ 15,9565	+ 14,0614	+ 11,8278	+ 9,3470	+ 6,7336
1/2 (f1 - f2)	+ 7,9250	+ 2,8075	- 1,1513	- 3,5439	- 4,1817	- 3,1118	- 0,6035	+ 2,8779	+ 6,7335
f3 + T	0,0000	- 1,1712	- 1,3356	- 0,7991	+ 0,0695	+ 0,8876	+ 1,3078	+ 1,0627	0

TABLEAU 2

a) 2

φ	-19°	-14° 15'	-9° 30'	-4° 45'	0°	4° 45'	9° 30'	14° 15'	19°
$\overline{\beta}$	- 1°45'	+ 3°	+ 7°45'	+ 12°30'	+ 17°15'	+ 22°	+ 26°45'	+ 31°30'	+ 36°15'
f1 = Nv	+ 27,5028	+ 22,0337	+ 17,3871	+ 13,9115	+ 11,7748	+ 10,9496	+ 11,2243	+ 12,2249	+ 13,4671
f2 . Nt	+ 11,6528	+ 16,4187	+ 19,6896	+ 20,9993	+ 20,1382	+ 17,1733	+ 12,4313	+ 6,4690	0
Kit = Kta cosθ(f - α)	- 11,6528	- 16,2871	- 19,3016	- 20,1964	- 19,4625	- 16,5936	- 12,0731	- 6,3525	0
f1 + Ki t = Nr	+ 15,8500	+ 5,7465	- 1,9145	- 6,4848	- 7,6877	- 5,6440	- 0,8488	+ 5,8724	+ 13,4671
f2 + Kit = Nt	0	+ 0,1315	+ 0,1880	+ 0,6029	+ 0,6757	+ 0,5797	+ 0,3582	+ 0,1166	0
$r^n = \sqrt[n]{1/\cos\overline{\beta}}$	+ 1,0002	+ 1,0005	+ 1,0031	+ 1,0080	+ 1,0155	+ 1,0255	+ 1,0384	+ 1,0546	+ 1,0743
Gr = r^n Nr	+ 15,8525	+ 5,7492	- 1,9204	- 6,5369	- 7,8066	- 5,7880	- 0,8814	+ 6,1929	+ 14,4682
Gt = r^n Nt	0	+ 0,1316	+ 0,1892	+ 0,6078	+ 0,6862	+ 0,5945	+ 0,3719	+ 0,1229	0
γr = r^n T	0	- 1,1717	- 1,3397	- 0,8056	+ 0,0705	+ 0,9102	+ 1,3580	+ 1,1207	0
$\cos^2\overline{\beta}$	+ 0,9991	+ 0,9973	+ 0,9818	+ 0,9532	+ 0,9121	+ 0,8597	+ 0,7974	+ 0,7270	+ 0,6504
$\sin^2\overline{\beta}$	+ 0,0009	+ 0,0027	+ 0,0182	+ 0,0468	+ 0,0879	+ 0,1403	+ 0,2026	+ 0,2730	+ 0,3496
$-2\sin\overline{\beta}\cos\overline{\beta}$	+ 0,6610	- 0,1045	- 0,2672	- 0,4226	- 0,5664	- 0,6947	- 0,8039	- 0,8910	- 0,9537
$\cos^2\overline{\beta} - \sin^2\overline{\beta}$	+ 0,9981	+ 0,9945	+ 0,9636	+ 0,9063	+ 0,8241	+ 0,7193	+ 0,5948	+ 0,4540	+ 0,3007
$\sin\overline{\beta}\cos\overline{\beta}$	- 0,0305	+ 0,0523	+ 0,1336	+ 0,2113	+ 0,2832	+ 0,3475	+ 0,4019	+ 0,4455	+ 0,4769
Gr - Gt	+ 15,8525	+ 5,6176	- 2,3096	- 7,1447	- 8,4927	- 6,3825	- 1,2533	+ 6,0699	+ 14,4682
Gv	+ 15,8377	+ 5,8563	- 1,5204	- 5,8618	- 7,0997	- 5,5247	- 1,7192	+ 3,5372	+ 9,4094
Go	+ 0,0148	+ 0,0245	- 0,0108	- 0,0674	- 0,1006	+ 0,3311	+ 1,2097	+ 2,7786	+ 5,0588
τ	- 0,4839	- 0,8717	- 1,5995	- 2,2398	- 2,3470	- 1,5630	+ 0,1040	+ 3,2130	+ 6,8993
G1	+ 15,8500	+ 5,9900	+ 1,0950	+ 0,6960	+ 0,6800	+ 0,7200	+ 1,2280	+ 6,3800	+ 14,4700
G2	0	- 0,1000	- 2,5320	- 6,6280	- 7,8100	- 5,9200	- 1,7500	- 0,0750	0
τmx	+ 7,9200	+ 3,0500	+ 1,7680	+ 3,3220	+ 4,2500	+ 3,3200	+ 1,4960	+ 3,2200	+ 7,2300

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le calcul de ces fonctions a été effectué suivant les procédés développés par l'étude citée de M. Arredi. On a ainsi obtenu les valeurs de σ_1, σ_2 et σ_3 pour le plan de base du barrage (*fig.* 3) à partir desquelles on a procédé à la détermination de la tension verticale σ_v, de la tension horizontale σ_0 et de la contrainte de cisaillement τ le long de cette même

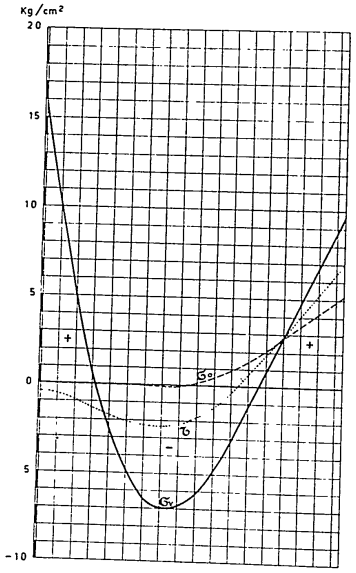


Fig. 4

Contrainte normale dans le plan de base.

σ_0, contrainte horizontale;
σ, contrainte verticale;
τ, contrainte de cisaillement

Perpendicular stress on the base plane

σ_0, *horizontal stress;*
σ, *vertical stress;*
τ, *shearing stress.*

coupe à l'aide des formules de transformation

$$\sigma = \sigma_1 \cos^2 \beta + \sigma_2 \sin^2 \beta = \sigma_1 \sin^2 \beta \cos \beta$$

$$\sigma_0 = \sigma_1 \sin^2 \beta + \sigma_2 \cos^2 \beta = \sigma_2 \sin^2 \beta \cos \beta$$

$$\tau = \sigma \sin \beta \cos \beta + \sigma_1 \sin \beta \cos^2 \beta$$

Les résultats sont donnés par les Tableaux 1 et 2.

Les valeurs des tensions σ_v, σ_0 et τ sont représentées par le diagramme de la figure 4.

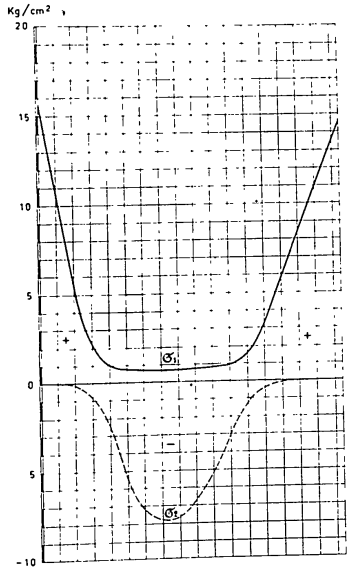


Fig. 5

Tensions principales dans le plan de base.
Principal stresses on the base plane.

On a enfin calculé les contraintes principales σ_1 et σ_2 qui sont mentionnées par la figure 5.

En comparant entre elles les contraintes verticales, les contraintes

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

horizontales et celles de cisaillement, on remarque que les contraintes verticales sont beaucoup plus importantes (*fig. 4*).

De plus, les maxima absolus des contraintes principales coïncident approximativement avec les verticales qui sont d'autant plus proches

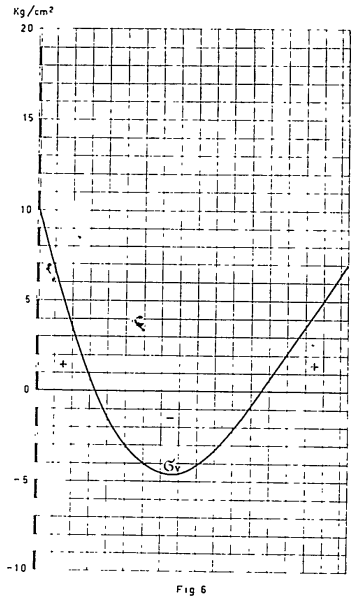


Fig 6

Contraintes verticales obtenues par la methode ordinaire.
Vertical stresses obtained by the common method

des contraintes principales qu'on s'approche davantage du parement amont La différence la plus considérable se trouve sur le parement aval où elle atteint la valeur d'un tiers environ de la contrainte principale.

Or, si par la méthode de la droite de compensation nous déterminons les contraintes thermiques sur la même coupe de base, nous obtenons le diagramme de la figure 6. En comparant ces valeurs avec les ten-

sions verticales de la figure 4, nous trouvons que l'allure est identique, comme le montre la figure 7 ou les courbes relatives sont comparées l'une à l'autre.

On constate également que le rapport des ordonnées des courbes en

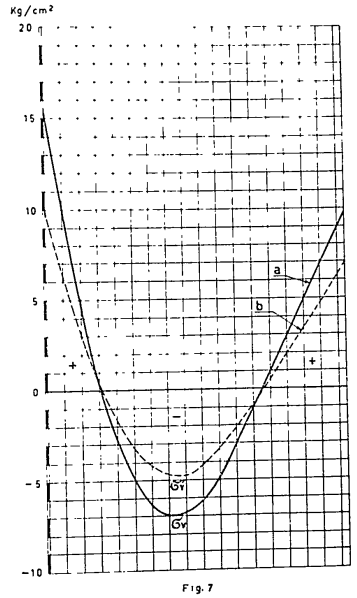


Fig. 7

Comparaison entre les contraintes verticales calculées à l'aide de la méthode Arredi (*a*) et celles qui ont été obtenues par la méthode de la droite de compensation (*b*)

Comparison between the vertical stresses studied by Arredi's method (a) and those obtained by the compensatory line method (b)

question est approximativement constant et qu'il atteint environ la valeur de 1,5 correspondant au facteur $\frac{1}{1-\nu}$ si l'on pose $\nu = \frac{1}{6}$.

Si nous multiplions donc les temperatures du diagramme compensé

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

par $\frac{\varepsilon E}{1-2\nu}$, au lieu de nous borner à les multiplier par εE nous obtenons pour les efforts thermiques des valeurs comparables à celles qu'on peut tirer de la théorie de M. Arredi.

Il suffirait donc, pratiquement, d'appliquer la méthode ordinaire.

On relève dans les diagrammes que les efforts maxima se manifestent sur les parements, mais qu'ils sont également considérables dans le massif.

RÉSUMÉ.

Le présent Mémoire concerne la détermination des contraintes résultant des variations de température dans le barrage-poids en béton de Morasco (Alpes italiennes).

Pour l'évaluation de ces contraintes on a appliqué d'abord la méthode ordinaire de la droite de compensation, qui est fondée sur l'hypothèse de la conservation des sections planes.

Cette étude a permis de constater que les contraintes thermiques calculées à l'aide de la méthode Arredi sont comparables aux contraintes obtenues par la méthode ordinaire et confirment la validité de l'hypothèse sur laquelle la méthode ordinaire est fondée. En outre, on relève que les contraintes intéressent la couche superficielle aussi bien que le noyau profond.

SUMMARY.

The present paper concerns the method used for determining the stresses originating from temperature variations in the Morasco solid-gravity concrete dam (Italian Alps).

An appreciation of such stresses was obtained by using first the conventional compensation line method which is based on the assumption of the conservation of plane sections.

This study permitted to state that the thermal stresses calculated by the Arredi's method are comparable with those obtained by the conventional method, thus confirming the validity of the hypothesis on which the conventional method is based.

Furthermore, it is observed that such stresses affect the surface as well as the deep core of the structure.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York. 1958.

PARIS - IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 72

QUESTION N° 21

SERVICE CONSTRUCTION
AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LA DÉTERMINATION DU MODULE D'ÉLASTICITÉ DANS LE BARRAGE DE MORASCO (*).

SERVICE CONSTRUCTION AMÉNAGEMENTS HYDROÉLECTRIQUES
DU GROUPE EDISON-MILAN (1).

De toutes les propriétés caractérisant les matériaux employés à la construction d'un barrage, c'est le module d'élasticité qui revêt l'importance la plus considérable. Il constitue l'élément fondamental parmi ceux qui concourent à la stabilité et à la conservation de l'ouvrage.

C'est en effet le module élastique qui résume les qualités de résistance et de compacité du matériau, son aptitude à résister à la dégradation et aux infiltrations, à supporter l'effet du gel et les alternatives de chaleur et de froid. C'est par sa diminution que se manifeste le vieillissement d'un barrage; aussi son contrôle revêt-il la plus grande importance.

La détermination du module peut être effectuée à titre expérimental sur l'ouvrage au moyen d'appareillages spéciaux, et même, sur le terrain

---

(*) *Determination of the modulus of elasticity in the Morasco dam*

(1) Ce rapport a été rédigé par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison, dirigé par M Claudio Marcello, Ingénieur-Conseil, avec la participation particulière de M Silvio Spagnoletti, Chef de la Section Observation des Barrages.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

théorique à partir des valeurs des déplacements relevés au cours d'une nombreuse série d'années.

Le présent Mémoire expose les valeurs du module trouvées des deux façons et compare les résultats.

I — DÉTERMINATION NUMÉRIQUE DU MODULE SUR LA BASE DES DÉPLACEMENTS DU COURONNEMENT

Les déplacements d'un barrage sont dus à plusieurs causes dont les principales s'énumèrent comme suit :

a) Variation de température à intérieur du massif du barrage suivant les variations de la température extérieure.

b) Variation de la charge hydrostatique due à la mise en charge d'accumulation et de vidange du réservoir.

c) Déformations du rocher de fondation.

a) DÉPLACEMENTS DUS AUX VARIATIONS DE TEMPÉRATURE

Les valeurs des déplacements dus aux variations de température ont été calculées sur la base de l'hypothèse de la conservation des sections planes et en prenant pour ligne de déformation la droite de compensation du diagramme des températures le long d'une coupe horizontale.

Ayant séparé la coupe transversale du barrage en un certain nombre de tronçons de hauteur Δh, la flèche f de la crête a été calculée pour les variations de température comme suit :

$$f = \sum \frac{\alpha \, \Delta t \, a \, h}{b} \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{3} \right)$$

où

α, coefficient de dilatation du béton;
Δt, différence égalisée entre les températures sur les parois de la
a, longueur de la coupe médiane du tronçon Δh
b, profondeur de cette coupe médiane au-dessous de la crête du barrage.

b) DÉPLACEMENTS DUS À LA POUSSÉE HYDROSTATIQUE

La charge hydrostatique détermine dans le barrage des efforts de différentes nature dont chacun exerce son influence sur le déplacement de la crête. Pour un barrage triangulaire à parement amont vertical, la flèche se compose comme suit :

Flèche due aux efforts verticaux

$$f_v = \frac{\gamma h^2}{E} \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{3} \right)$$

Flèche due aux efforts de cisaillement

$$f_\tau = \frac{f_1}{2} \frac{\gamma h^2}{\gamma} \frac{1+\nu}{3};$$

Flèche due aux efforts horizontaux

$$f_h = \gamma \frac{h^2}{E} \frac{\beta}{2};$$

γ, poids spécifique de l'eau;
h, hauteur du barrage;
E, module normal d'élasticité;
β, fruit du parement aval;
f_1, facteur de cisaillement;
ν, coefficient de Poisson.

c) DÉPLACEMENTS DUS À LA DÉFORMABILITÉ DU ROCHER DE FONDATION.

Les mesures des déplacements du couronnement sont effectuées à l'aide de pendules. Ces derniers, ainsi installés, ne permettent pas d'enregistrer les déplacements horizontaux de la fondation.

On considère donc uniquement les déplacements en crête dépendant de la rotation de la base, qui se compose comme suit :

Rotation due au moment de flexion produit par la charge hydrostatique

$$\varphi_m = \frac{m^2-1}{m^2} \frac{2p}{\pi E_r} \quad (2),$$

Rotation due à l'effort de cisaillement :

$$\varphi = \frac{(m-2)(m+1)}{m^2} \frac{\tau}{E_r}$$

en sens contraire à la direction de l'effort.

Le déplacement de la crête du barrage à la suite de la rotation de la base de fondation s'exprime donc comme suit :

$$f_r = (\varphi_m - \varphi_\tau) h.$$

m, coefficient de Poisson de la roche;
E_r, module d'élasticité;
p, pression maximum unitaire due au moment;
τ, contrainte de cisaillement:
h, hauteur du barrage.

(2) Cette formule ne tient compte que des fléchissements des points extrêmes de la section.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

II. — DÉTERMINATION DU MODULE D'ÉLASTICITÉ.

Le barrage de Morasco, réalisé sur le Gries, affluent du Toce (Haute Val d'Ossola, Alpes Italiennes) crée un réservoir de régularisation annuelle de la capacité de $17{,}65 \cdot 10^6$ m³, dont la retenue maximum se trouve à la cote 1815,77.

Il est du type poids, légèrement arqué en plan. Ses dimensions principales s'énoncent comme suit :

Hauteur maximum au-dessus du radier de fondation	56 m
Rayon de courbure	106 m
Longueur en crête	364,85 m
Cube de l'ouvrage	190 000 m³

Le fruit du parement amont est constamment égal à 0,03; celui du parement aval varie de 0,052 dans la partie supérieure à 0,792 au pied.

Le profil de l'ouvrage différant sensiblement de l'allure triangulaire, la surface en coupe a été répartie en tronçons de hauteur Δy. En appelant K_1 la flèche pour la flexion à module d'élasticité égal à 1, par K_2 la flèche pour le cisaillement, par K_0 la flèche pour les efforts horizontaux et par K_3 la flèche pour la rotation de la roche de fondation, nous avons

$$K_1 = \sum \frac{M}{I} y \Delta y \qquad K_2 = \mu \sum \tau \Delta y$$

$$K_0 = \tau_0 \Delta y \qquad K_3 = \frac{m-1}{m} \frac{h}{2} \left[y_1 (m-1) + \dots + y_{n-1} (m-1) \right]$$

ou

M, moment de flexion sur la section moyenne du tronçon de hauteur Δy;
y, profondeur au-dessous de la crête de la section moyenne du tronçon de hauteur Δy;
I, moment d'inertie de la section moyenne du tronçon de hauteur Δy;
τ, contrainte moyenne de cisaillement sur la section moyenne du tronçon de hauteur Δy.
τ_0, contrainte horizontale,
μ, rapport $\frac{\text{module roche}}{\text{module béton}}$

III. — ÉLABORATION DES MESURES.

Les déplacements en plan du barrage de Morasco sont mesurés au moyen de cinq pendules de longueur différente présentant les caractéristiques suivantes :

Pendule.	Cote du point de suspension (m s. m.).	Cote de la pointe index (m s. m.).	Longueur (m).	Emplacement	
1	1811,10	1783,00	28,10	Entre les joints	9 et 10
2	1811,10	1769,50	41,60	»	15 et 16
2 *bis*	1811,10	1785,50	25,60	»	19 et 20
3	1811,10	1784,00	27,10	»	31 et 32
3 *bis*	1811,10	1789,50	21,60	»	37 et 38

Les pendules sont constitués par un fil d'invar portant à son extrémité un contrepoids cylindrique en métal et muni d'un amortisseur plongeant dans l'eau (*fig.* 1).

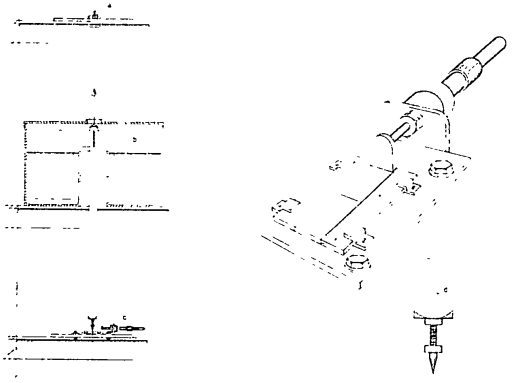


Fig. 1.

Pendule pour mesurer les déplacements du barrage.
(*a*) Suspension.
(*b*) Amortisseur.
(*c*) Dispositif de mesure.
(*d*) Pointe du coordomètre.

Pendulum for measuring dam displacements.
(*a*) *Suspension.*
(*b*) *Damper.*
(*c*) *Measuring device.*
(*d*) *Pointer of the coordimeter.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Fig. 2.

Déplacements mesurés par les pendules
(*a*) Courbe de retenue.

Displacements measured by pendulums.
(*a*) *Water level curve.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 1 A

Modules d'élasticité du béton et du rocher.
Périodes d'accumulation (Pendule n° 2)

TABLE 1 A.

Elasticity modulus of concrete and rock
Storage periods (Pendulum n° 2)

PERIODE	INTERVAL DE TEMPS ET NIVEAU DE RETENUE		DEPLACEMENT THERMIQUE m/m	DEPLACEMENT ELASTIQUE m/m	TOTAL m/m	$E_m \frac{Km}{t}$ kg/cm²	$E_{fg} \frac{Kfg}{t}$ kg/cm²	$E_{co} \frac{Ko}{t}$ kg/cm²	$E_R \frac{Ko}{t}$ kg/cm²	$E_R \frac{Ko}{0{,}75\,t}$ kg/cm²	$E_R \frac{Ko}{0{,}5\,t}$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON E_R . Ec kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_{R\,0{,}75}$ Ec kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_{R\,0{,}5}$ Ec kg/cm²	MODULE ELASTIQUE ROCHER $E_{R\,0{,}75}$ Ec kg/cm²	MODULE ELASTIQUE ROCHER $E_{R\,0{,}5}$ Ec kg/cm²
1er VIDANGE	1 4 43 q = 1782 30	1 9 43 q = 1816 50	- 2 78	+ 3 45	6 23	59 322	33 624	11 298	18 558	24 743	37 716	122 802	128 987	141 960	96 740	70 980
2e "	1 4 44 q = 1779 60	1 8 44 q = 1816 80	- 4 77	+ 2 20	6 97	59 795	34 561	11 290	18 325	24 433	36 650	123 971	130 079	142 296	97 559	71 148
3e "	1 4 45 q = 1782 20	1 7 45 q = 1816 30	- 4 18	+ 2 40	6 58	56 817	33 746	10 684	17 519	23 358	35 038	118 766	124 605	136 265	93 454	68 142
4e "	1 4 46 q = 1782 00	1 7 46 q = 1816 20	- 4 00	+ 2 20	6 20	60 207	35 760	11 792	18 988	25 318	37 977	126 747	133 077	145 736	99 808	72 868
5e "	9 4 47 q = 1777 80	9 7 47 q = 1816 80	- 5 44	+ 0 20	5 64	59 426	34 623	11 252	18 263	24 350	36 526	123 564	129 551	141 827	97 163	70 913
6e "	9 4 48 q = 1779 30	1 7 48 q = 1816 30	- 3 28	+ 2 90	6 18	60 508	36 098	11 301	18 525	24 700	37 050	126 432	132 607	147 957	99 455	73 978
7e "	1 4 49 q = 1778 20	21 7 49 q = 1815 80	- 4 61	+ 0 90	5 51	54 409	30 892	10 225	17 410	22 665	34 820	112 936	118 191	130 346	88 643	65 173
8e "	21 4 50 q = 1777 60	1 9 50 q = 1816 70	2 72	+ 1 65	4 37	95.495	55 234	17 580	30 719	48 376	61 438	(199 078)	(216 685)	(229 747)	(162 514)	(114 873)
9e "	20 4 51 q = 1778 80	1 7 51 q = 1816 00	- 3 37	+ 2 25	5 62	59.334	34 617	11 380	19 956	26 608	39 912	125 287	131 939	145 243	98 954	72 621
			+ DEPLACEMENT A L'AVAL													
			- " " L AMONT													
								VALEUR MOYENNE (HORMIS LA 8ème PERIODE)				122 563	128 629	141 456	96 472	70 728

TABLEAU 1 B.

Modules d'élasticité du beton et du rocher
Périodes de vidange (Pendule n° 2).

TABLE 1 B

Elasticity modulus of concrete and rock
Drawdown periods (pendulum n° 2).

PERIODE	INTERVAL DE TEMPS ET NIVEAU DE RETENUE		DEPLACEMENT THERMIQUE m/m	DEPLACEMENT ELASTIQUE m/m	TOTAL m/m	$E_m \frac{Km}{t}$ kg/cm²	$E_{fg} \frac{Kfg}{t}$ kg/cm²	$E_{co} \frac{Ko}{t}$ kg/cm²	$E_R \frac{Ko}{t}$ kg/cm²	$E_R \frac{Ko}{0{,}75\,t}$ kg/cm²	$E_R \frac{Ko}{0{,}5\,t}$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON E_R . Ec kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_{R\,0{,}75}$ Ec kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_{R\,0{,}5}$ Ec kg/cm²	MODULE ELASTIQUE ROCHER $E_{R\,0{,}75}$ Ec kg/cm²	MODULE ELASTIQUE ROCHER $E_{R\,0{,}5}$ Ec kg/cm²
1er VIDANGE	10 11 42 q = 1816 65	1 4 43 q = 1782 30	+ 0 33	- 4 85	5 15	65 217	37.037	11 690	20 509	27 346	41 018	134 453	141 290	154 962	105 967	77 481
2e "	1 11 43 q = 1816 40	1 4 44 q = 1779 60	+ 1 43	- 4 90	6 33	65 786	37 722	11 871	18.204	24 272	36 408	133 583	139 551	151 787	104 663	75 893
3e "	9 11 44 q = 1816 10	1 4 45 q = 1782 20	+ 0 63	- 5 15	5 78	64 594	36 869	11 577	20 102	26 803	40 204	133 142	139 843	153 244	104 882	76 622
4e "	24 9 45 q = 1816 00	1 4 46 q = 1782 00	+ 3 33	- 2 88	6 21	60 033	35 654	10 760	18 007	24 009	36 013	124 454	130 456	142 460	97 842	71 230
5e "	21 9 46 q = 1816 10	9 4 47 q = 1777 80	+ 3 38	- 2 25	5 63	69.488	38 654	12 395	20 054	26 738	40 107	140 591	147 275	160 644	110 456	80 322
6e "	1 10 47 q = 1815 40	9 4 48 q = 1779 30	+ 2 60	- 2 05	4 65	80 417	47 975	13 645	23 135	30 847	46 270	165 172	172 884	188 307	129 063	94 153
7e "	21 9 48 q = 1816 70	1 4 49 q = 1778 20	+ 2 48	- 2 77	5 25	70 846	39 359	12 910	22 409	29 878	44 817	145 524	152 993	167 932	114 745	83 966
8e "	21 7 49 q = 1813 80	21 4 50 q = 1777 40	+ 4 55	- 0 10	4 45	61 324	35 928	10 824	21 547	28 729	43 094	129 623	136 805	151 170	102 604	75 585
9e "	9 9 50 q = 1816 70	20 4 51 q = 1778 60	+ 3 54	- 1 30	4 84	82 434	49 712	15 039	24 298	32 398	48 596	(172 283)	(180 383)	(196 581)	(135 287)	(98 290)
			+ DEPLACEMENT A L'AVAL													
			- " " L AMONT													
								VALEUR MOYENNE (HORMIS LA 9ème PERIODE)				138 317	145 137	158 813	108 278	79 406

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 2 A.

Modules d'elasticite du beton et du rocher.
Periodes de vidange (Pendule n° 2).

TABLE 2 A

Elasticity modulus of concrete and rock.
Drawdown periods (Pendulum n° 2).

PERIODE	INTERVAL DE TEMPS ET NIVEAU DE RETENUE		DEPLACEMENT THERMIQUE m/m	DEPLACEMENT ELASTIQUE m/m	DEPLACEMENT TOTAL m/m	E_H $\frac{K_H}{f}$ kg/cm²	$E_{1\theta}$ $\frac{K_{1\theta}}{f}$ kg/cm²	E_x $\frac{K_x}{f}$ kg/cm²	E_B $\frac{K_B}{f}$ kg/cm²	$E_{B'}$ $\frac{K_B}{0{,}75 f}$ kg/cm²	$E_{B''}$ $\frac{K_B}{0{,}5 f}$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_B E_C$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_{B+0{,}75}E_C$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_{B+0{,}5}E_C$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE ROCHER $E_{B+0{,}75}E_C$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE ROCHER $E_{B+0{,}5}E_C$ kg/cm²
1e (VIDANGE)	20 11 42 q = 1816 00	24 5 43 q = 1795 60	- 7 15	- 2 00	5 15	63 308	33 879	12 448	19 451	25 949	38 902	129 086	135 584	148 537	101 688	74 268
2e "	20 10 43 q = 1816 60	10 5 44 q = 1793 80	- 6 82	- 0 98	5 84	61 918	33 610	12 392	18 239	24 312	36 478	126 159	132 232	144 398	99 274	72 199
3e "	10 11 44 q = 1816 00	20 5 45 q = 1794 40	- 6 15	- 1 63	4 52	72 850	39 692	14 327	21 918	29 216	43 836	148 787	156 085	170 705	117 063	85 352
4e "	1 10 45 q = 1814 00	22 5 46 q = 1798 40	- 4 50	+ 0 94	5 44	46 130	25 883	9 444	14 684	19 574	29 368	96 141	101 031	110 825	75 773	55 412
5e "	22 9 46 q = 1916 00	1 6 47 q = 1805 00	- 3 95	+ 0 08	4 03	61 516	31 138	12 073	16 374	21 826	32 748	121 101	126 553	137 475	94 915	68 737
6e "	3 10 47 q = 1815 40	15 6 48 q = 1803 40	- 4 10	+ 0 42	4 52	54 972	28 009	10 332	15 060	20 075	30 120	108 373	113 388	123 433	85 041	61 716
7e "	10 7 48 q = 1816 00	26 5 49 q = 1798 00	4 77	+ 1 15	5 92	64 949	35 685	12 652	19 187	25 576	38 374	132 473	138 862	151 660	104 146	75 830
8e "	12 8 49 q = 1813 50	2 6 50 q = 1798 00	1 70	+ 1 66	3 36	69 311	38 569	16 148	21 610	28 806	43 220	145 638	152 834	167 248	114 625	83 624
9e "	1 10 50 q = 1814 00	6 6 51 q = 1793 00	- 3 90	0 40	3 50	76 665	44 175	15 675	23 163	30 876	46 326	159 678	167 391	182 841	125 543	91 420
			+ DEPLACEMENT A L AVAL " L AMONT						VALEUR MOYENNE			129 715	135 995	148 569	102 007	74 285

TABLEAU 2 B.

Modules d elasticite du beton et du rocher.
Periodes d'accumulation (Pendule n° 2).

TABLE 2 B

Elasticity modulus of concrete and rock.
Storage periods (Pendulum n° 2).

PERIODE	INTERVAL DE TEMPS ET NIVEAU DE RETENUE		DEPLACEMENT THERMIQUE m/m	DEPLACEMENT ELASTIQUE m/m	DEPLACEMENT TOTAL m/m	E_H $\frac{K_H}{f}$ kg/cm²	$E_{1\theta}$ $\frac{K_{1\theta}}{f}$ kg/cm²	E_x $\frac{K_x}{f}$ kg/cm²	E_B $\frac{K_B}{f}$ kg/cm²	$E_{B'}$ $\frac{K_B}{0{,}75 f}$ kg/cm²	$E_{B''}$ $\frac{K_B}{0{,}5 f}$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_B E_C$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_{B+0{,}75}E_C$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE BETON $E_{B+0{,}5}E_C$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE ROCHER $E_{B+0{,}75}E_C$ kg/cm²	MODULE ELASTIQUE ROCHER $E_{B+0{,}5}E_C$ kg/cm²
1e (VIDANGE)	24 5 43 q = 1795 60	20 10 43 q = 1816 80	+ 6 27	+ 0 99	5 28	65 248	35 928	13 197	19 475	25 960	38 950	133 848	140 333	153 323	105 249	76 661
2e "	1 7 44 q = 1801 00	10 11 44 q = 1816 20	+ 7 15	+ 3 09	4 06	71 173	37 364	14 098	20 062	26 742	40 124	142 697	149 377	162 759	112 083	81 379
3e "	20 5 45 q = 1794 00	1 10 45 q = 1814 00	+ 3 80	0 87	4 67	56 534	32 192	11 476	18 047	24 056	36 094	118 249	124 258	136 296	93 193	68 140
4e "	22 5 46 q = 1798 40	22 9 46 q = 1816 00	+ 3 70	- 1 32	5 02	63 951	34 346	12 650	18 861	25 142	37 722	129 808	136 089	148 669	102 066	74 334
5e "	1 6 47 q = 1805 00	3 10 47 q = 1815 40	+ 3 45	+ 0 47	2 98	77 952	39 308	14 179	19 876	26 495	39 752	151 315	157 934	171 191	118 450	85 595
6e "	15 6 48 q = 1803 40	10 7 48 q = 1816 40	+ 5 25	+ 0 01	5 24	53 522	27 080	10 467	14 465	19 282	28 930	105 534	110 351	120 000	82 763	60 000
7e "	26 5 49 q = 1790 00	12 8 49 q = 1813 50	+ 0 93	2 64	3 57	73 287	43 540	16 688	24 694	32 917	49 388	158 209	166 432	182 903	124 824	91 451
8e "	2 6 50 q = 1798 00	1 10 50 q = 1814 00	+ 3 70	+ 1 35	2 35	102 467	55 250	23 800	31 668	42 213	63 336	(213 185)	(223 730)	(244 853)	(167 797)	(122 426)
9e "	2 6 51 q = 1798 00	6 12 51 q = 1815 80	+ 7 10	+ 1 62	5 48	66 466	37 492	12 840	21 494	28 651	42 988	138 292	145 449	159 786	109 086	79 893
			+ DEPLACEMENT A L AVAL " L'AMONT						VALEUR MOYENNE (HORMIS LA 8ÈME PERIODE)			134 774	141 278	154 336	105 958	77 183

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le cylindre métallique porte à sa base une pointe au-dessous de laquelle se déplace une plaquette portant une encoche de référence. Les lectures s'effectuent en alignant l'encoche de la plaquette et la pointe-index du pendule; les millimètres de déplacement sont lus sur une graduation gravée sur les bords de la plaquette, tandis que les dixièmes et les centièmes de millimètre sont lus sur un tambour rattaché à une vis qui en commande le mouvement.

Les lectures sont effectuées quotidiennement par le gardien vers 8 h du matin.

L'intervalle de temps examiné va du 1er janvier 1942 au 31 décembre 1951. Cette période correspond à neuf accumulations et à autant de vidanges totales du réservoir, autrement dit nous avons au total 18 périodes de variation de retenue, pour chacune desquelles les pendules donnent le déplacement correspondant du barrage.

Les déplacements enregistrés par cinq pendules ont été transcrits en diagramme, ainsi que la courbe des accumulations (*fig.* 2).

Le diagramme susdit met en évidence le rapport existant entre les variations de retenue du réservoir et les déplacements du barrage. Lorsque le réservoir se remplit, les pendules indiquent un mouvement vers l'aval; le contraire se produit lors des vidanges totales.

Nous pouvons remarquer d'emblée que les extrêmes d'oscillation des pendules ne coïncident pas avec les extrêmes d'oscillation du niveau de l'eau dans le réservoir : autrement dit, les pendules signalent la persistance du mouvement du barrage vers l'amont (ou vers l'aval) pendant un certain temps après que le minimum (ou le maximum) du niveau de retenue a été atteint. Le but de la recherche étant de trouver la valeur du module d'élasticité du béton pour chacune des 18 périodes ci-dessus en utilisant la valeur des déplacements correspondants enregistrés par les pendules, la constatation susdite a donné lieu à deux façons différentes de procéder dans la détermination des dates extrêmes de chaque période.

On a tout d'abord établi les périodes en tenant uniquement compte de la courbe des retenues; autrement dit, on a fixé les dates extrêmes correspondant aux retenues maxima et minima du réservoir; les calculs ont été ensuite répétés en considérant les périodes délimitées par les dates correspondant aux extrêmes des oscillations pendulaires qui ne coïncident pas, nous l'avons dit, avec les précédentes, et sans tenir compte du fait qu'au moment où le mouvement du barrage s'invertit, la variation de retenue a déjà changé de signe.

Le calcul des déplacements d'origine thermique a été effectué sur la base d'un coefficient de dilatation du béton égal à 0,00001.

Cette valeur a été obtenue de deux manières :

1° sur la base des mesures des joints de dilatation;

2° sur la base des déplacements du couronnement du barrage pendant des périodes conjuguées (retenue égale, date différente).

Les résultats atteints sont exposés dans le Tableau 1 : ils confirment

que la dispersion des valeurs n'est pas considérable, à l'exception des deux valeurs entre parenthèses, qui ont été exclues de la moyenne.

Il résulte des valeurs moyennes que le module calculé pendant les périodes d'accumulation est inférieur à celui des périodes de vidange totale. Est-il possible d'en attribuer la cause aux sous-pressions, dont la valeur aux périodes d'accumulation a été reconnue supérieure à celle qui correspond aux périodes de vidange totale ?

On a ensuite procédé à un deuxième calcul considérant, comme déjà précisé, les périodes délimitées par les dates correspondant aux extrêmes d'oscillation du pendule, sans tenir compte de la courbe des retenues.

Les résultats sont donnés par le Tableau 2. Ce deuxième cas semble caractérisé par une dispersion plus grande des valeurs, mais les modules moyens obtenus pour les périodes de retenue maximum et de retenue minimum diffèrent très peu l'un de l'autre, tant et si bien que nous pouvons pratiquement remarquer leur coïncidence.

IV. — MESURE DU MODULE ÉLASTIQUE DU BÉTON SUR L'OUVRAGE.

En vue de contrôler le bien-fondé de la méthode suivie pour le calcul du module d'élasticité, il a été procédé à la mesure dudit module sur toute la masse du béton du barrage.

L'appareil employé — dénommé sonoscope — comprend un transmetteur, un récepteur et une station de mesure (*fig.* 3). Cette dernière émet une série d'impulsions électriques, qui sont transformées en impulsions sonores par un convertisseur piézoélectrique contenu dans le transmetteur. Ces ondes sonores frappent la surface du parement et pénètrent dans la masse du béton; le récepteur appliqué sur la face opposée les capte, les retransforme en impulsions électriques et les renvoie à la station de mesure. Un tube oscilloscopique à rayons cathodiques permet de mesurer le temps employé par l'onde sonore à traverser l'épaisseur examinée.

LÉGENDE OF THE FIGURE 3

Soniscope

(*a*) *Auxiliary impulse*
(*b*) *Inlet impulse*
(*c*) *Oscilloscope screen*
(*d*) *Focus.*
(*e*) *Intensity*
(*f*) *Zero correction*
(*g*) *Amplification*
(*h*) *Power at outlet*
(*i*) *Receiver*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

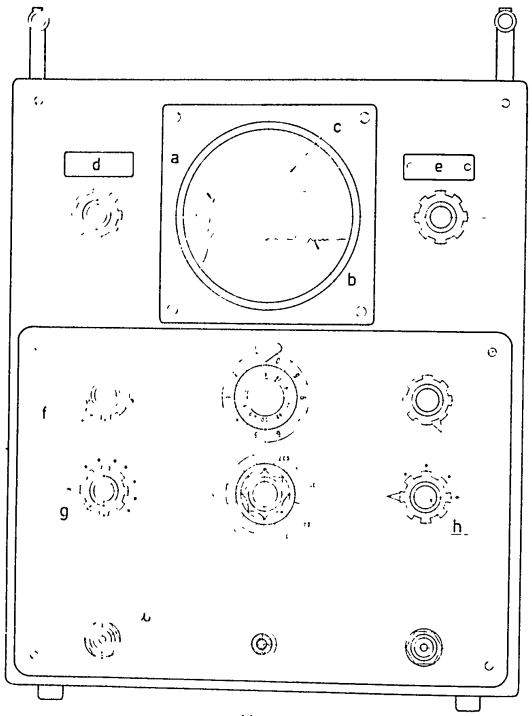


Fig. 3

Sonoscope

(*a*) Impulsion auxiliaire
(*b*) Impulsion à l'entrée.
(*c*) Écran de l'oscilloscope
(*d*) Feu
(*e*) Intensité
(*f*) Correction zéro
(*g*) Amplification
(*h*) Puissance à la sortie
(*i*) Receveur

Connaissant le temps et l'épaisseur traversée, on obtient la vitesse V de propagation de l'onde; la simple formule

$$E = V^2 d$$

où *d* représente la densité du corps traversé, permet d'obtenir le module d'élasticité E.

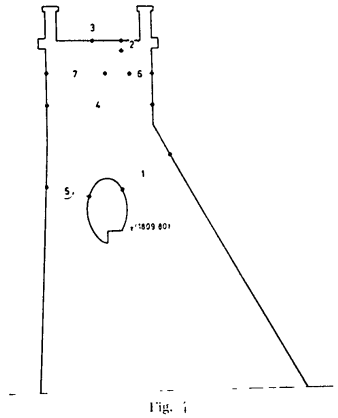


Fig. 4

Points de mesure pour sonoscopes.
Position of soniscopes

La figure 4 indique les positions adoptées pour l'exécution des essais. Les résultats atteints peuvent s'énumérer comme suit :

Mesures A :

Position	1	E = 107 000 kg cm²
	1	E = 163 000 "
	2	E = 143 000 "
	3	E = 153 000 "
	4	E = 156 000 "

Mesures B :

Position	1	E = 133 000 kg cm²
	2	E = 140 000 "
	3	E = 137 000 "
	4	E = 150 000 "
	5	E = 156 000 "
	6	E = 127 000 "
	7	E = 133 000 "

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le tableau suivant établit la comparaison des résultats obtenus :

	Module du béton suivant les calculs. — Module rocher supposé égal			Position de mesure	Module mesuré à l'aide du sonoscope. Mesures	
	à celui du béton	aux 3/4 de celui du béton	à la moitié de celui du beton		A	B.
Premier cas						
Phase d'accumulation.	199 000	198 000	141 000	1	107 000 / 163 000	133 000
Phase de vidange.	138 000	145 000	158 000	2	143 000	140 000
Deuxième cas .						
Phase de vidange.	129 000	136 000	148 000	3	153 000 / 156 000	157 000
Phase d'accumulation.	134 000	141 000	154 000	4		152 000
Valeur moyenne..	131 000	140 000	150 000	5		156 000
				6		127 000
				7		133 000
			Valeur moyenne...	–	144 000	140 000

RÉSUMÉ.

Deux procédés pour déterminer le module d'élasticité ont été utilisés pour le barrage-poids en béton de Morasco (Alpes Italiennes) : l'un à l'aide de l'équipement spécial, l'autre par la théorie.

On a d'abord déterminé, par les méthodes de la statique ordinaire, les déplacements théoriques du couronnement dus à l'action de la température et de la charge hydrostatique.

On a ensuite procédé à l'évaluation des déplacements du sol de fondation, pour obtenir les déplacements totaux théoriques.

En comparant les déplacements mesurés aux déplacements donnés par le calcul, on a déterminé les valeurs du module d'élasticité du béton et du rocher.

Les valeurs du module d'élasticité du béton ont été d'autre part obtenues à l'aide du sonoscope.

Le rapport souligne le bon accord entre les valeurs données par ces deux procédés différents.

SUMMARY.

Two methods for determining the elasticity modulus were used for the Morasco concrete-gravity dam (Italian Alps) the one by means of special equipment and the other by theoretical systems.

The theoretical displacements of dam crest due to temperature and water load were first determined after the common statics.

The displacements of foundation ground were then evaluated, in order to obtain the overall theoretical deflections.

The values of the elasticity modulus of concrete and rock were thus determined by comparing the measured displacements with the calculated ones.

The value of the elasticity modulus of concrete obtained by acoustic strain gauge is also reported.

The good agreement between the figures obtained by the two different methods is outlined.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 73

QUESTION N° 21

SOCIÉTÉ ADRIATICA
DI ELETTRICITÁ
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

PREMIER ESSAI DE COMPARAISON DES DÉFORMATIONS UNITAIRES MESURÉES SUR LE BARRAGE DE PIEVE DI CADORE AVEC LES RÉSULTATS CORRESPONDANTS OBTENUS DES CALCULS ET DES ESSAIS SUR LES MODÈLES (*).

Bureau d'Études de la SOCIETÁ ADRIATICA DI ELETTRICITA, Venezia

1. Les déformations unitaires (dorénavant simplement déformations) et les contraintes du barrage de Pieve di Cadore (1) ont été déterminées à l'aide de calculs analytiques effectués avec diverses méthodes et parmi celles-ci une application de la Trial Load résolue au moyen d'un système d'équations à la place des tentatives, et avec essais sur un modèle à l'échelle 1 : 40 construit par l'I.S.M.E.S. de Bergame, sous la direction des Professeurs A. Danusso et G. Oberti.

Les valeurs *analytiques* trouvées avec la T. L. M. se rapportent aux déformations provoquées par les déplacements radiaux seuls qui tiennent compte de la charge thermique d'après les hypothèses de Houk ; les valeurs *expérimentales* tirées de l'essai sur modèle se rapportent

(*) *Comparison between unit deformations as recorded on the Pieve di Cadore dam and the corresponding results obtained from calculation and tests on models.*

(1) Pour des renseignements plus détaillés sur le barrage de Pieve di Cadore, *voir* : Società Adriatica di Elettricità, *Impianto Idroelettrico Piave-Boite-Maè-Vaiont*, Édition *L'Energia Elettrica*, Milan, 1956.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

aux déformations provoquées par les déplacements radiaux tangentiels et de torsion, mais ne tiennent pas compte de la charge thermique.

D'autre part, le barrage de Pieve di Cadore est équipé avec 65 groupes d'extensomètres Galileo à variation de fréquence et Carlson à variation de résistance pour les mesures sur place des déformations *structurales* dont 54 utilisés dans cette recherche. Ces groupes, dont la disposition générale est exposée schématiquement dans la figure 1 comprennent habituellement trois appareils : un vertical, un horizontal, un à 45° dans la même place à proximité des parements (à la distance de 0,30 m) et un quatrième appareil perpendiculaire par rapport à ceux-ci, mais

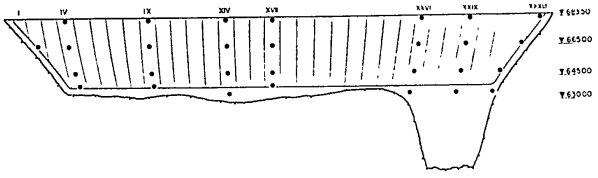


Fig. 1.
Barrage Pieve di Cadore.
Disposition des extensomètres.

Pieve di Cadore dam
Disposition of strain meters.

« isolé », de façon à mettre en évidence la plus grande partie des déformations pures, c'est-à-dire des déformations qui ne s'accompagnent pas avec des efforts. Le fonctionnement de l'extensomètre isolé, à propos duquel se poursuivent auprès du Bureau d'Études de la S. A. D. E. des essais particuliers, n'apparaît pas tout à fait exempt de réserves; à cause de cela on a préféré renoncer, pour le moment, à la correction que ces observations demanderaient, d'autant plus que dans les recherches en question, plus que les valeurs absolues, intéressent des différences des valeurs où les corrections de l'élément interviendraient à peu près avec un poids égal, mais avec un signe contraire.

Une comparaison des résultats théoriques et structuraux n'apparaît pas tout à fait immédiate, pas seulement à cause des difficultés intrinsèques de toutes sortes de mesures, parmi lesquelles les mesures des barrages représentent un secteur particulièrement délicat, mais en conséquence du fait bien connu que, malgré l'installation bien soignée des appareils, dans beaucoup de cas on obtient des valeurs tout à fait *locales* qui ne peuvent pas être prises en considération pour l'étude générale de la construction. Il faut encore ajouter le fait que les extensomètres sont toujours installés dans la couche corticale du barrage : couche qui, surtout dans le parement aval est le siège des états particuliers d'efforts

et d'actions de dégradement qui en altèrent le fonctionnement. Enfin, il ne faut pas oublier que, pour le parement amont, pour une profondeur jusqu'à 3,0 m, on a adopté un béton du type divers de celui qui a été employé pour le reste de la construction.

2. Malgré ces limitations, ajoutées à beaucoup d'autres de caractère ordinaire, on a pensé qu'il était intéressant de procéder à une première confrontation des déformations théoriques avec les déformations structurales, en faisant une différenciation, dans les limites du possible, entre les déformations dues à la charge hydrostatique et les déformations dues à la charge thermique. A cet effet, on a utilisé les observations qui se rapportent à la période pendant laquelle le réservoir était vide (cote 630 m s. l. m.) qui va du 5 mai au 15 juin 1951, suivie par un stockage rapide et puis par une période presque constamment à réservoir plein (cote 683,5 m s. l. m.) qui va du 30 juin 1951 au 5 janvier 1952.

Dans cette deuxième période on a localisé un intervalle de temps qui va du 11 septembre au 20 octobre pendant lequel la température signalée par les extensomètres et les électrothermomètres installés dans les voisinages immédiats des extensomètres (températures locales) a dénoncé des valeurs qui s'approchaient à l'ordre de celles de la première période.

Cette coïncidence suffisante des valeurs des températures locales ne comporte pas nécessairement une identité dans l'état thermique général de la construction (charge thermique) pendant les deux périodes indiquées. En effet, bien que les températures locales soient en corrélation avec la charge thermique, il ne faut pas oublier que, dans le cas spécifique, il s'agit de températures des couches superficielles qui pour la plupart, dans la première période, se rapportent à un accroissement général de la charge thermique (en moyenne en retard d'environ deux mois sur l'augmentation correspondante de la température atmosphérique) et dans la deuxième période, par contre, se rapportent à un décroissement de la même. De toute façon, la température moyenne de la construction a varié pour la première période de 8,5 à 10,2° C, avec une valeur moyenne de 9,4° C et dans la deuxième période (dans les limites de l'intervalle examiné) de 13,3 à 12,9° C, avec une valeur moyenne de 13,0° C.

Pour ce qui concerne les températures, il ne faut pas oublier que la couche corticale, où sont logés les extensomètres, ressent beaucoup de l'influence de l'*insolation* qui, comme cela a été démontré par d'autres recherches est la cause d'un déplacement sensible de toute la construction (2). Un certain nombre d'observations résulte ainsi signifiant, dans le sens statistique, des causes perturbatrices constantes et accidentelles qui altèrent les variations régulières en fonction de la succession des charges.

(2) P. CALOI, *Osservazioni sismiche e clinografiche presso grandi dighe di sbarramento* (*Annali di Geofisica*, vol. VI, n° 3, 1953).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

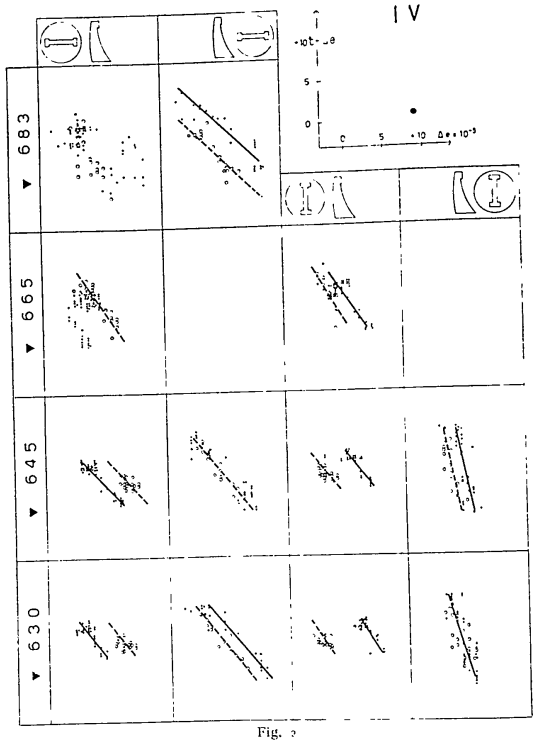


Fig. 9

Plot IV

Variations des déformations à température constante.
Ligne à traits : bassin vide
Ligne continue . bassin plein.

Block IV.

Variations of deformations at constant temperature.
Dotted curve · empty reservoir.
Continuous curve . full reservoir

3. Une synthèse des observations prises en considération est donnée par les diagrammes des figures 2-8 où pour chaque groupe d'extensomètres en fonction des températures locales sont rapportées les déformations ε horizontales et verticales avec le réservoir vide et plein en correspondance des parements amont et aval.

Ensuite, n'oubliant pas les réserves maintes fois faites, au moyen d'interpolations ordinaires on a tracé comme différence entre les diagrammes des figures 2-8 : les diagrammes des figures 9 et 10 *a*-10 *b* des déformations verticales et horizontales en correspondance des parements amont et aval. Les diagrammes relatifs à sept consoles et à quatre arcs typiques se rapportent aux déformations dues à la charge hydrostatique et à la charge hydrostatique plus la charge thermique — en partant des valeurs maxima jusqu'aux valeurs minima — et on les comparent avec les diagrammes corrélatifs obtenus analytiquement avec la T. L. M. et expérimentalement avec les essais sur modèle.

4. La comparaison, pour ce qui concerne les *déformations verticales amont*, en général, n'apparait pas très satisfaisante dans les consoles. Abstraction faite pour les résultats des plots XXXIII et XXIX qui, étant situés au-dessus du tampon, se trouvent en conditions particulières, on peut remarquer qu'on a une concomitance discrète avec les valeurs structurales, surtout pour le plot central, seulement si les résultats analytiques et expérimentaux sont tournés avec un angle d'environ 30° à partir du couronnement, où les déformations sont supposées égales à zéro.

Pour les *déformations verticales en aval*, sur lesquelles on dispose d'un plus grand nombre d'observations, on a dans l'ensemble des résultats plus satisfaisants en tenant compte des valeurs analytiques et structurales complètes, toujours en admettant la rotation d'environ 30° pour les premiers. Quelles que soient les interprétations des données il faut tenir compte du nombre limité des points avec lesquels les courbes de variation des déformations ont été tirées et du fait que, contrairement aux suppositions faites, il ne faut pas exclure qu'il existe des déformations verticales même à proximité du couronnement. Une explication de l'anomalie, qui pourrait être suggérée par ces observations consisterait à admettre que dans les barrages on aurait des déformations pures non accompagnées par des contraintes, déformations qui ne sont pas considérées dans les recherches théoriques. Une autre explication pourrait venir du fait que la construction ait été initialement soumise à des déformations (accompagnées ou moins par des contraintes) de traction (allongements) qui auraient, dans une certaine manière, déplacé la base de l'échelle des appareils de mesure. Il faut enfin observer qu'à l'époque des observations le béton était encore en phase de fluage et que le module d'élasticité n'avait pas encore rejoint sa valeur maximum. Toutefois les comparaisons avec les résultats expérimentaux seraient en faveur de la première explication qui d'ailleurs pourrait coexister, au moins partiellement, avec les autres. En effet on a surtout l'accord des résultats expérimentaux avec les résultats

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

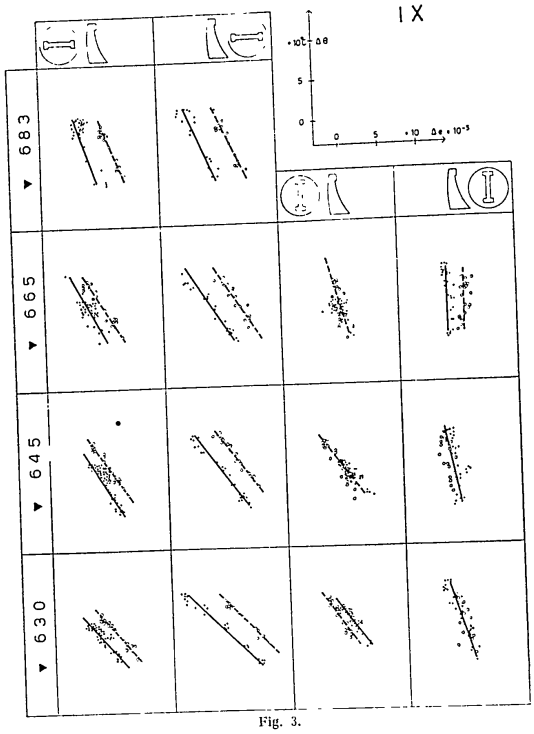


Fig. 3.

Plot IX

Variations des déformations à température constante.
Ligne à traits : bassin vide.
Ligne continue : bassin plein.

Block IX.

Variations of deformations at constant temperature.
Dotted curve : empty reservoir.
Continuous curve : full reservoir.

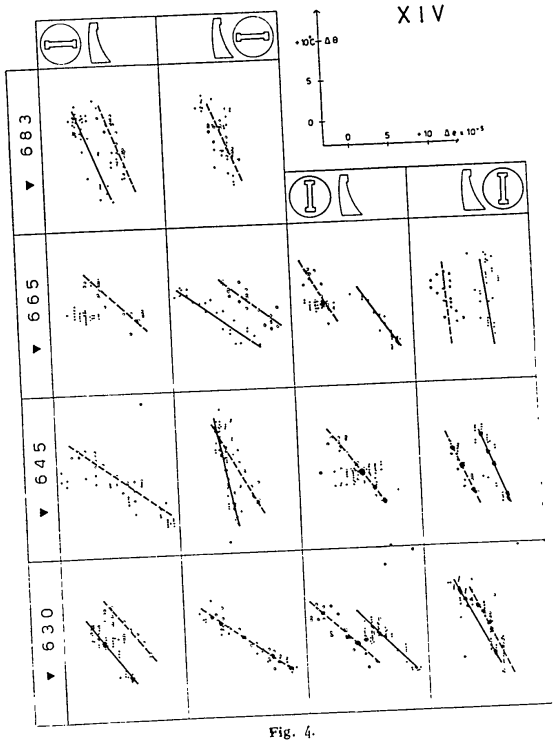


Fig. 4.

Plot XIV.

Variations des déformations à température constante.
Ligne à traits : bassin vide.
Ligne continue : bassin plein.

Block XIV.

Variations of deformations at constant temperature.
Dotted curve . empty reservoir.
Continuous curve : full reservoir.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

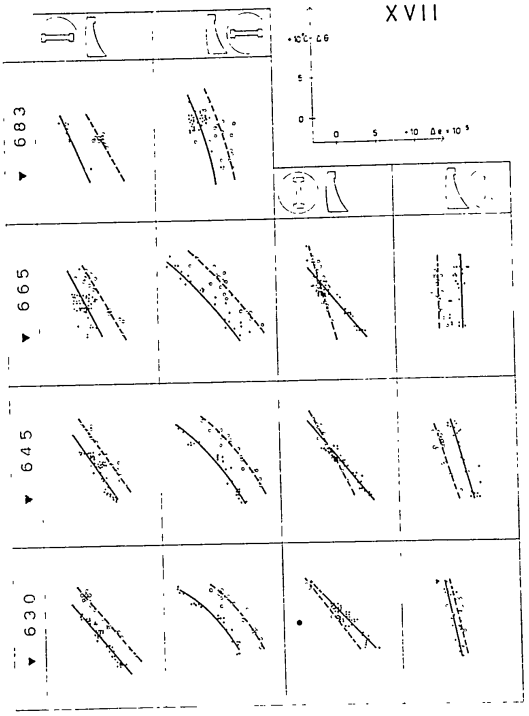


Fig. 5.

Plot XVII

Variations des déformations à température constante
Ligne à traits : bassin vide.
Ligne continue · bassin plein.

Block XVII.

Variations of deformations at constant temperature
Dotted curve : empty reservoir.
Continuous curve · full reservoir.

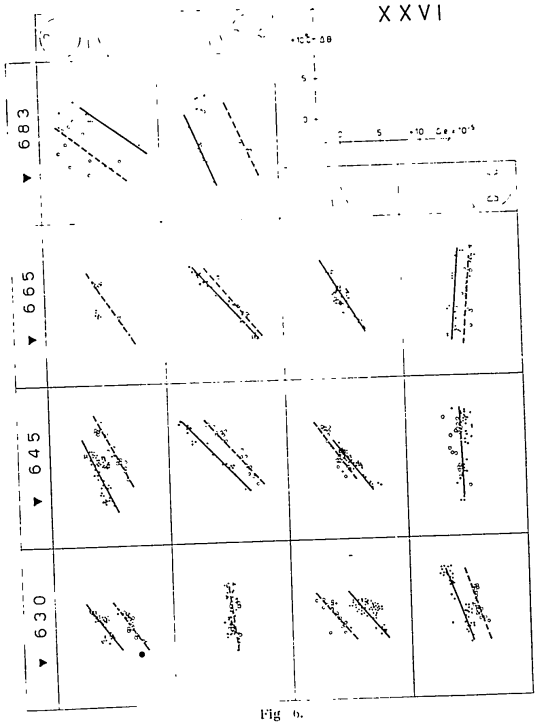


Fig. 6.

Plot XXVI.

Variations des déformations à température constante.
Ligne à traits . bassin vide.
Ligne continue · bassin plein.

Block XXVI.

Variations of deformations at constant temperature.
Dotted curve empty reservoir.
Continuous curve full reservoir

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

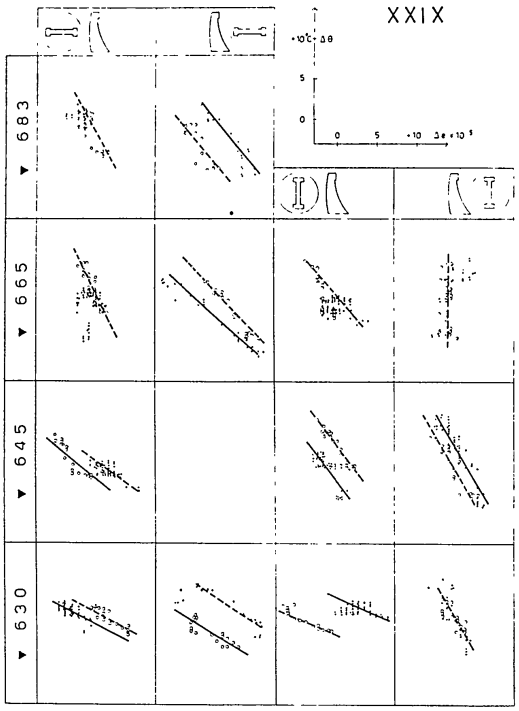


Fig. 7.

Plot XXIX.
Variations des déformations à température constante.
Ligne à traits : bassin vide.
Ligne continue : bassin plein.

Block XXIX
Variations of deformations at constant temperature.
Dotted curve . empty reservoir.
Continuous curve : full reservoir.

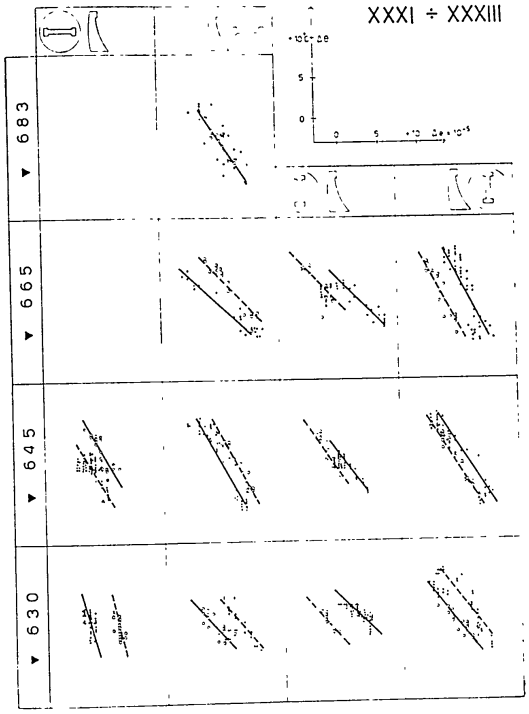


Fig. 8

Plots XXXI-XXXIII.
Variations des déformations à température constante.
Ligne à traits : bassin vide.
Ligne continue : bassin plein.

Blocks XXXI-XXXIII.
Variations of deformations at constant temperature
Dotted curve : empty reservoir
Continuous curve : full reservoir.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

structuraux dus à la charge hydrostatique seule; c'est cette hypothèse qui a été considérée dans les essais sur les modèles. On doit remarquer que l'accord susdit se vérifie surtout à la base et au sommet des plots.

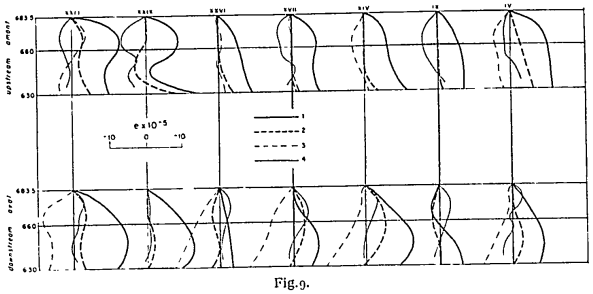


Fig.9.

Mesures extensométriques :

comparaison entre les résultats des recherches théoriques et structurales.
Déformations verticales rassemblées pour plots.

(1) Structurales : charges thermique et hydrostatique.
(2) Structurales : charge hydrostatique seulement.
(3) Calcul T. L. M
(4) Essais sur modèle.

Measurements from strain meters ·

Comparison between the results of analytical and structural research.
Vertical measurements grouped under blocks.

(1) *Structural : thermal and hydrostatic load.*
(2) *Structural . hydrostatic load only.*
(3) *Trial load method*
(4) *Model tests.*

LEGEND OF THE FIGURE 10 a

Measurements from strain meters ·

Comparison between the results of analytical and structural research.
Horizontal measurements on the upstream face grouped under arches.

(1) *Structural : thermal and hydrostatic load.*
(2) *Structural hydrostatic load only.*
(3) *Trial load method.*
(4) *Model tests.*

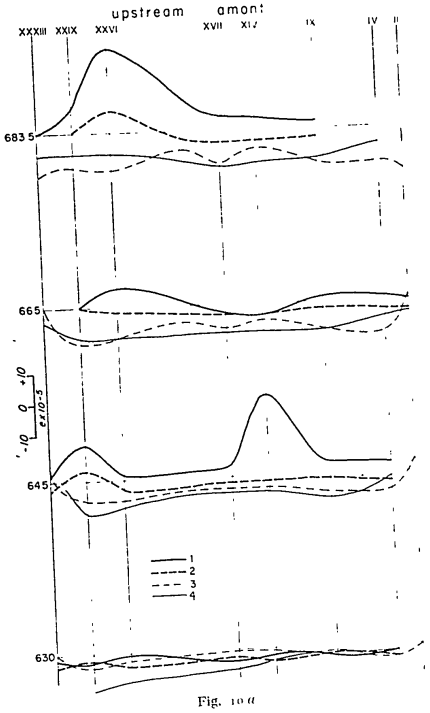


Fig. 10 a

Mesures extensométriques :

Comparaison entre les résultats des recherches théoriques et structurales
Déformations horizontales amont rassemblées pour arcs.

(1) Structurales charges thermique et hydrostatique
(2) Structurales charge hydrostatique seulement
(3) Calcul T. L. M.
(4) Essais sur modèle

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

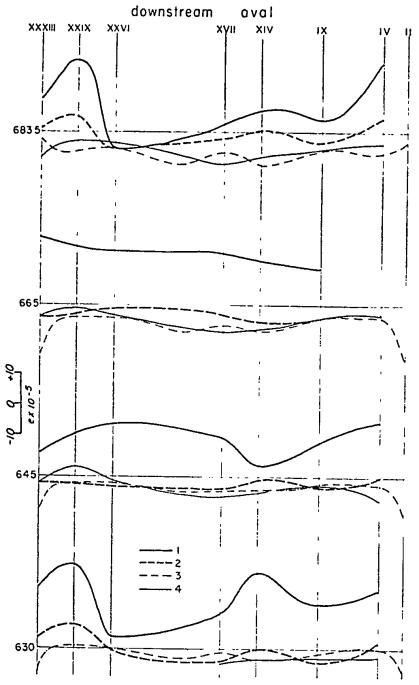


Fig. 10 *b*.

Mesures extensométriques : comparaison entre les résultats des recherches théoriques et structurales. Déformations horizontales aval rassemblées pour arcs.

(1) Structurales : charges thermique et hydrostatique.
(2) Structurales . charge hydrostatique seulement
(3) Calcul T. L. M.
(4) Essais sur modèle.

5. La comparaison *des déformations horizontales en amont* peut être admise comme satisfaisante si elle est limitée pour les deux résultats analytiques et expérimentaux aux déformations structurales pour la seule charge hydrostatique, exception faite en outre pour l'arc à la cote 683 qui, à cause de sa position de couronnement se trouve dans une situation tout à fait particulière. L'évaluation des effets de la charge thermique introduit des déformations qui ne sont pas tout à fait justifiables là où ces effets sont limités, comme pour l'arc de base; à la cote 630 les résultats s'encadrent avec les résultats analytiques et un peu moins avec les résultats expérimentaux.

Pour les *déformations horizontales en aval* la concordance est encore meilleure et l'on peut la considérer satisfaisante sauf pour l'arc du couronnement.

Les développements des déformations horizontales porteraient à appuyer l'interprétation déjà donnée pour les déformations verticales : c'est-à-dire la présence de déformations pures dues à l'action thermique.

Les éléments qui ont été rassemblés et résumés ici n'autorisent, pour le moment, que des conclusions tout à fait préliminaires et d'orientation, en attendant que l'extension de la période d'observation qui sera relative à un barrage de plus en plus stabilisé et l'heureuse rencontre d'une période avec le réservoir vide suivie d'une autre à réservoir plein constante pour un certain intervalle de temps, puisse porter des nouveaux éléments pour l'etude de ce problème intéressant.

RÉSUMÉ.

La comparaison des déformations qui se produisent dans le barrage de Pieve di Cadore (déformations structurales) avec les déformations obtenues par les calculs (déformations analytiques) ou sur modèles (déformations . expérimentales) apparaît très difficile, pas seulement à cause du caractère général de ces comparaisons, mais surtout parce que les extensomètres donnent souvent des valeurs locales qui ne peuvent pas être étendues à l'ensemble de la construction. Cependant, d'après l'examen des déformations dans une période qui s'étend entre le vide et le plein du réservoir, il a été possible de trouver des concordances

LEGEND OF THE FIGURE 10 *b*

Measurements from strain meters . Comparison between the results of analytical and structural research. Horizontal measurements on the downstream face grouped under arches

(1) *Structural : thermal and hydrostatic load.*
(2) *Structural : hydrostatic load only.*
(3) *Trial load method*
(4) *Model tests*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

et de justifier certaines discordances qui pourront être utilisées pour des études ultérieures.

SUMMARY.

It is very difficult to make comparison between the deformations recorded in the Pieve di Cadore dam (structural deformations) and those obtained from the calculation (analytical deformations) and from models (experimental deformations), not only because of the general character of these comparisons, but especially because the strain gauges often give local figures that cannot be applied to the structure as a whole. However, from the study of deformations in a period between empty and full reservoir, it has been possible to discover some agreements and to justify some disagreements which may be utilised in further studies.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

QUESTION N° 21

L. MASSIMILLA
G. ASTARITA
A. GAMBINO
(ITALY)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

A THERMAL STUDY OF A DAM BY MEANS OF A MODEL (*).

L. MASSIMILLA, G. ASTARITA and A. GAMBINO.

Istituto di Chimica Industriale, Università di Napoli (Italy)

The distribution of temperatures in a dam resulting from seasonal variations in temperature on the faces can be found out by means of experimental research on models.

There is an obvious advantage in studying thermal phenomena by means of models rather than by the traditional methods of calculation : provided the conditions of thermal similarity are respected (complete similarity), the results obtained from research on models are perfectly exact.

A study of this kind does not involve any simplifying hypothesis, whichever the initial and boundary conditions of the process studied, or whatever the geometrical form of the solid body in which it takes place.

Moreover a careful study of the influence of the various mechanical and thermal parameters on the course of the phenomenon of heat transmission that takes place in the prototype, allows us to decide which of them shall be considered and which ignored in the study of similarity.

(*) *Étude, sur modèle réduit, des températures d'un barrage.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

In other words, it is possible by means of a preliminary analysis either to decide whether it is necessary to construct a model that respects the conditions of complete similarity or whether, as more often happens, it is sufficient to take a limited number of parameters into account (incomplete similarity).

We used the model method in the thermal study of the XIVth block of the Pieve di Cadore dam built by the S. A. D. E. of Venice, the distribution of the internal temperatures of this block for the years 1952-1954 was known.

We will later explain briefly the theoretical hypothesis of our study and describe the experimental technique employed.

It must now be said that the model we constructed is of the type known to model technique as calculating models; its sole task is to substitute a computing machine in giving the distribution of internal temperatures of the block which depends on seasonal variations in the external temperature.

THEORY.

It is well known that dimensional analysis groups the independent parameters which influence transient thermal phenomena in solids in the three numbers : Fourier, $\frac{\alpha t}{l^2}$; Nusselt, $\frac{hl}{\lambda}$ and Damkolher, $\frac{\gamma l}{\lambda \vartheta}$.

In accordance with the principles of similarity, the transient thermal phenomena which occur in two solid bodies of equal geometrical form are alike when the following identities between the non-dimensional groups afore mentioned are verified

$$\frac{\alpha t}{l^2} = \frac{\alpha' t'}{l'^2},$$

$$\frac{hl}{\lambda} = \frac{h' l'}{\lambda'},$$

$$\frac{\gamma l^2}{\lambda \vartheta} = \frac{\gamma' l'^2}{\lambda' \vartheta'}.$$

Furthermore, the identities between all possible factors of form which concern these phenomena must also be verified.

In this case the two bodies are said to be in a prototype-model relationship the temperatures ϑ and ϑ' in two homologous points of these bodies are equal in corresponding times in the similarity.

The third of the adimensional groups cited, Damkolher's, is only important if phenomena of internal generation of heat are involved in addition to the process of heat transmission by conduction.

In the study of dams this group would only be considered if one wished to extend the research to the period when the dam was built, that is to say if one wished to follow the unsteady phenomena due to the hydration heat of the cement

Actually the temperatures generated in the core of the concrete during its pouring are dependent on factors, so numerous and contingent as to advise leaving this kind of study to quicker and less expensive methods. For example using the Schmidt method, and those derived from it (Schmidt-Giannone method etc.), a pouring scheme can be planned which takes account of the characteristics of the cement and concrete, the efficiency of artificial cooling (if this is made) and the atmospheric temperatures.

In any case when one wishes to restrict experimental research to the study of thermal phenomena in a stabilized dam — as in our case — a reduced scale model can be constructed which only takes account of conditions (1) and (2). Condition (3) is inessential.

Moreover, if the external thermal resistance can be considered negligible ($h = h' = \infty$), in the phenomena which occur in the prototype and the model, the identity of the Nusselt numbers is always satisfied.

This may be taken to be the case of dams. On the upstream face the wall-water thermal exchange is so intense that we may assume $h = \infty$, on the downstream face the coefficient of wall-air heat transmission is high enough to satisfy approximately the correspondence of Nusselt numbers, whatever the values of $\frac{l}{\lambda}$ and $\frac{l}{\lambda}$ may be.

In other words, in planning the thermal model of a stabilized dam, it is sufficient to create an incomplete similarity which does not consider the identity of Nusselt numbers, which is satisfied *a priori* within the limits of the required approximation.

Heat transmission in a dam, resulting from variations in the external temperature can therefore be regarded as a process of pure conduction.

In order to assure the conditions of similarity it is then sufficient to prove the following identity

$$\frac{\alpha t}{l^2} = \frac{\alpha' t'}{l'^2},$$

that is

$$\frac{\alpha}{\alpha'} = \lambda^2 \tau^{-1},$$

where λ and τ are the time and length reduction ratios

The choice of the ratio $\frac{\alpha}{\alpha'}$, that is to say, the choice of the material of thermal diffusivity α' with which the model is to be built, depends on various limitations imposed by practical requirements in the choice of the ratios λ and τ.

Values of λ above 50 or below 20 would both be unacceptable. They would lead either to the construction of models so small that the measuring instruments could not be installed without altering the thermal characteristics; or to models so large as to be too costly and difficult to handle.

Values of τ over 500 or under 200 should also be avoided : the former

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

would cause such rapidly variable thermal phenomena in the model that they could not easily be recorded; the latter would make for very lengthy experiments.

Given these limitations, the ratios can only be chosen in the order of values mentioned between 60 and 100.

What is interesting to note is that, for the fact that the value appears in the set of ratios indicated, the model can be constructed with the same material used for the prototype (concrete), and with all the materials generally used to construct mechanical models of dams.

A difficulty which arises in the course of the experimental study should be mentioned.

The temperature curves in the model depend on the initial internal temperatures as well as on the thermal variations at the faces.

At the beginning of the experiment, when the moment in the seasonal cycle from which to start has been fixed, it is possible to reproduce on the faces of the model temperature behaviour equal in the time ratio, to those existing upstream and downstream of the dam. But it is not so simple to reproduce in the interior of the model the temperature found in the prototype.

This difficulty was overcome by repeating the tests continuously for a series of years, until during a cycle the same temperature measured at the preceding one could be observed.

At this point we were sure that the model, like the prototype, had reached a periodic steady condition.

EXPERIMENTAL SECTION

The model was constructed in slightly tamped sawdust concrete. Among the different materials of this kind which was chosen for several reasons: its low conductivity, its low specific weight (for the cast will which it can be set up and augmented if — for instance — the thermocouples have to be replaced), its low cost etc. The thermal diffusivity of sawdust concrete, proved in preliminary tests, was checked in situ.

[illegible]

[illegible]

Beton de sciure [illegible]

Table I shows the diffusivity ratio of the concrete and the sawdust and also the ratios of time and length reduction to be observed in the transference from the prototype to the model.

The framework of the model is composed of two wooden sheets

having a shape geometrically similar to that of the cross-section of the prototype, and linked together by rods 1400 mm long (profiled in L-shape with equal sides). Sheets of aluminum 4/10 mm attached to the wooden sheets and to the rods by a set of screws (100 mm pitch circa), reproduce the faces of the dam.

The upstream face is waterproof. Fourteen constantan-copper thermocouples are sustained by lengths of string stretched taut between one wooden sheet and the other at various elevations and depths corresponding to those of the points in the prototype where the electro-thermometers are placed. The joints of the thermocouples come on the transverse median plane of the model. The ends of these and of all other auxiliary thermocouples placed along the air circuit are attached to a sixty-position commutator which is in turn connected to a Leeds and Northrup potentiometer (approximation : 1/2 C).

A frame 50 mm thick, having the same profile as the face rests on the wooden sheets on the upstream side of the model. On this, a sheet of aluminium 4/10 mm is laid.

Air is blown at a speed of up to 5 m/s into the empty space thus formed between the face and the metal sheet.

The air circuit, in addition to the empty space on the downstream face, includes a duct and a centrifugal fan.

Electrical resistances set in the duct, regulated by means of a Variac heat the air so as to reproduce a temperature cycle corresponding — in the fixed scale of time reduction - to that recorded at the Pieve di Cadore meteorological station in 1952.

The temperatures of the air blown in are checked by means of three thermocouples set at the base, centre and top of the empty space.

A perforated pipe is placed horizontally on the upstream face, the whole length of the model. It sprays water against the aluminum face, soaking the canvas which veils it. The water is collected in a channel from which it passes into a collecting tank. A centrifugal pump then recycles it to the same perforated pipe.

This pipe can be slid vertically along lateral guides and can be fixed at any level to reproduce the various filling conditions upstream of the prototype during the year.

Two bayonet heaters of 1500 w are installed in the collecting tank, parallel to each other and set on a Variac.

Their function is to heat the water when the temperature curve recorded in the reservoir of the Pieve dam has to be reproduced upstream.

There is a mercury thermometer in the channel to record the temperature of the water.

The figure gives a sketch of the model and of all the complementary apparatus employed.

***

The present study comprises two sets of experiments.

In the course of the first set of experiments on the faces of the model,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

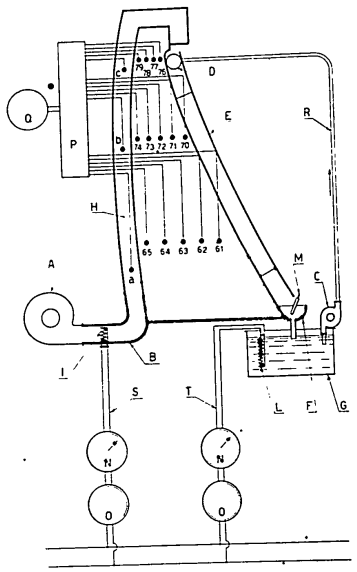


Fig. 1.

Diagram of the experimental apparatus

(A) Air fan.
(B) Duct.
(C) Water pump
(D) Supply pipe.
(E) Supply pipe guides.
(F) Channel.
(G) Water collecting tank.
(H) Empty space.
(I) Electric resistances for air heating.
(L) Bayonet heaters
(M) Mercury thermometer.
(N) Amperometer.
(O) Variac.
(*a*, *b*, *c*) Thermocouples for checking air temperature.
(61, 62, 63, 64, 65, 70, 71, 72, 73 74, 76, 77, 78, 79) Thermocouples installed in the model The numbers are the same as those of the corresponding electrothermometers in the prototype

the ambient temperatures recorded in the original were reproduced in corresponding times. The curves of these temperatures in function of time are sinusoids whose features are given in Table 2.

TABLE 2.

Characteristics of sinusoids of the upstream and downstream temperature of the prototype and the model.

	Downstream		Upstream	
	prot.	mod	prot.	mod
Width (°C).	24	24	8	8
Period (d)...	365	1	365	1
Average ordinate (°C) .	8.5	8.5; 32.5	8.5	8.5; 32.5

In order to reach the low air and water temperatures corresponding to the winter points, the model was placed in a 300 m³ refrigerating

LEGEND OF THE FIGURE 1 (*following*).

(P) Commutator
(Q) Potentiometer
(R) Recycle pipe.
(S) Electric wire for heating air.
(T) Electric wire for heating water

Schéma de l'équipement expérimental.

(A) *Ventilateur.*
(B) *Canal.*
(C) *Pompe pour l'eau.*
(D) *Tuyau d'adduction.*
(E) *Guides du tuyau d'adduction.*
(F) *Chéneau.*
(G) *Cuve collectrice de l'eau.*
(H) *Espace creux de l'air.*
(I) *Résistances électriques pour le chauffage de l'air*
(L) *Éléments de chauffage à baïonnette.*
(M) *Thermomètre à mercure.*
(N) *Ampèremètres.*
(O) *Variac.*
(*a*, *b*, *c*) *Thermocouples pour le contrôle de la température de l'air.*
(61, 62, 63, 64, 65, 70, 71, 72, 73, 74, 76, 77, 78, 79 *Thermocouples aménagées dans le modèle. Les numéros sont les mêmes des correspondants électrothermomètres du prototype*
(P) *Commutateur.*
(Q) *Potentiomètre*
(R) *Tuyau d'amenée de l'eau.*
(S) *Ligne électrique pour le chauffage de l'air*
(T) *Ligne électrique pour le chauffage de l'eau.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

cell (1) in which a minimum ambient temperature of — 8° C could be reached.

The heaters set on the air and water flow lines and properly fed by

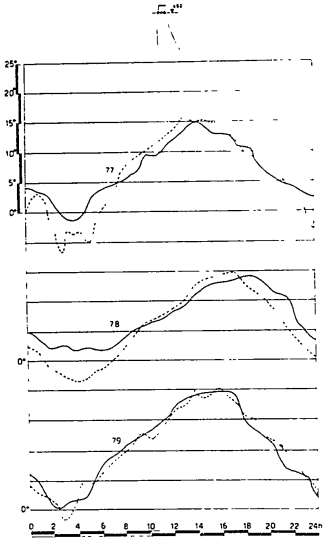


Fig. 2

Temperature-time curves recorded from the thermometers at elevation 680. The dotted curves refer to the electrothermometers in the prototype, the continuous curves to the thermocouples in the model. The numbering of the thermometers is that shown in figure 1. The temperatures are measured in C°; the time — relative to the model — in hours. 2 h in the model correspond to 30 days in the prototype

Courbes température-temps relevées aux thermomètres à cote 680. Les courbes hachées sont relatives aux électrothermomètres du prototype, les courbes à tracé plein se réfèrent aux thermocouples du modèle. La numération des thermomètres est celle rapportée dans la figure 1. Les températures sont mesurées en degrés centigrades; les temps relatifs au modèle en heures 2 h sur le modèle sont équivalents à 30 jours sur le prototype.

(1) The cell was kindly put at our disposal by the Cirio Co Inc, food packers in Naples

the Variacs, made it possible to reproduce during the tests the sinusoidal course of the temperatures mentioned above.

In the second set of experiments, the ambient temperatures on the faces were raised of 2 ½° C so that the minimum figures of the air and

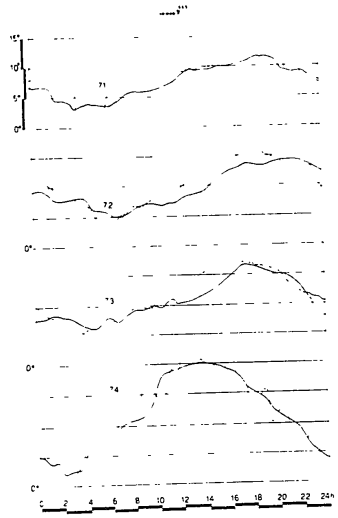


Fig. 3.

Temperature-time curves recorded from the thermometers at elevation 665. *See* note to figure 2.

Courbes température-temps relevées aux thermomètres à cote 665. Voir les avertissements de la figure 2

water temperatures were raised respectively from — 4.5 to 19.5° C, and from 4.5 to 28.5° C.

The footnote shows how this translation of the temperature diagrams is compatible with the theoretical postulates of thermal similitude.

The differences observed in the measurements relative to the two cycles after the conditions of a periodic steady stage had been obtained, did not exceed 1°C They must be attributed for the most part to errors of measurement.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

This second set of experiments was far simpler to carry out than the first one. As there was no need to reach temperatures below 19° C we could avoid working in the refrigerating cell.

Before carrying out the tests of the second series, the diffusivity coefficient of the material of which the model was made was again measured. This was done to ascertain whether the different *temperature interval* in which our research was done, happened to have influenced its value.

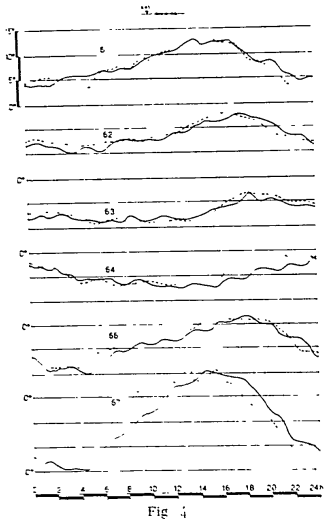


Fig. 4

Temperature-time curves recorded from the thermometers at elevation (+). See note to figure 3.

Courbes température-temps relatives aux thermomètres à cote (+). Voir les avertissements de la figure 3.

No important difference was discovered between the diffusivity coefficient measured under these and the former conditions.

All the tests and measurements of temperatures were taken half-hourly, and the regulation of the Variacs every 15 min.

Usually four cycles (96 hrs of testing) were sufficient to bring the model into the periodic steady conditions. Subsequently two actual test cycles were carried out (a further 48 hrs).

NOTE.

Let us assume that the test carried out reproduced the effective temperatures of the prototype on the model.

A distribution of temperatures

$$\Theta = f(x, y, t)$$

is determined in the model, corresponding to that of the prototype in the ratios of reduction : this distribution, on the external faces, has the following values

$$\Theta = f_0(t), \qquad \Theta_1 = f_1(t).$$

If, actually, on the external faces there are temperatures expressed by

$$\Theta_0 = f_0(t) - C, \qquad \Theta_1 = f_1(t) - C,$$

where C is the increment fixed for the temperatures, their following distribution of temperatures is determined in the model

$$\Theta = f'(x, y, t),$$

which is different from $f(x, y, t)$.

We must now prove that

$$f'(x, y, t) - f(x, y, t) = C.$$

For this purpose it must be observed that f' and f being two particular solutions of the equation

$$\frac{\partial^2\Theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\Theta}{\partial y^2} = \frac{1}{\alpha}\frac{\partial\Theta}{\partial t}, \tag{1}$$

their difference is also a particular solution of (1).

We thus know that $f' - f$ is a particular solution of (1) which assumes the value C on the faces.

Furthermore, the constant C is in turn a particular solution of (1) which obviously assumes the value C on the faces.

The uniqueness of the particular solutions of (1), when boundary conditions are fixed, besides being physically obvious, has also been proved analitically in relation to parabolic equations of type (1), when the field under consideration is a cylinder whose generators are parallel to the time axis, this is the case of problems of heat conduction in dams.

We therefore deduce that

$$f'(x, y, t) - f(x, y, t) = C$$

as we wished to prove.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

REMARKS.

The technique used in this first experimental study of thermal models of dams was somewhat rudimentary.

We particularly felt the lack of automatic machines for registering the temperatures inside the dam and for regulating the air and water current temperatures upstream and downstream of the model.

The lack of these, besides compelling the staff of the Institute to work in onerous shifts, also affected the precision of the results. In fact, simultaneous measurements cannot be obtained by a hand recording of temperatures : there was a time lag of at least 5 min. between the first and last readings.

We must add that, on account of shift work, the diagram obtained from tests on the model was affected in different ways by the personal errors in measurement of the various experimentators

The imprecision due to the difficulty of regulating air and water temperatures gradually by means of Variacs is less important. Local variations in the ambient temperatures due to the rough regulation of the Variacs had no greater effect on the internal temperature curves of the model than daily variations had on the internal temperature curves of the prototype.

In any case, the results of this experimental study are encouraging.

The temperature curves read from the thermocouples in the model reproduce fairly accurately those obtained from the electro thermometers in the dam.

The maximum difference between temperatures recorded from each electrothermometer and from the corresponding thermocouple does not exceed 1.5 °C.

These results show how the material we chose to use for the model and the means employed to reproduce the ambient conditions recorded at Pieve, on its upstream and downstream faces, may be utilized and extended to other similar studies.

For example, a research has been done at this Institute on the same model to discover the effect of filling and emptying of the reservoir on the distribution of temperatures in dams.

***

Our grateful thanks are due to the Research Department of the S. A. D. E. of Venice for the valuable material supplied for the tests and for their kind collaboration throughout the study.

We also acknowledge our thanks to ANIDEL for the financial aid which made it possible to carry out this study.

We are indebted to Ing. R. Maisano for his help in planning the model, and to the many students of the Industrial Chemistry Section of the University of Naples for their intelligent and generous collaboration in sharing the day and night shifts required to record the data.

NOMENCLATURE.

q, heat produced in the units of volume and time (cal/m³h);
l, linear dimension (m);
K, internal conductivity (cal/mh °C).
h, external conductivity (cal m²h °C).
C, specific heat (cal/kg °C),
γ, specific weight (kg/m³):
α, $\frac{k}{c\gamma}$ = diffusivity (m²/h):
ϑ_1, surface temperature (°C).
ϑ_m, ambient temperature (°C):
N_u, $\frac{hl}{\lambda}$ Nusselt number:
F_o, $\frac{\alpha t}{l^2}$ Fourier number:
τ, time reduction ratio:
λ, length reduction ratio.

SUMMARY.

The possibility of envisaging the distribution of temperatures in the interior of a dam by means of experiments on models is examined in the light of criteria of thermal similarity. The research is restricted to the study of thermal phenomena in a stabilized dam — phenomena resulting from seasonal variations in external temperatures.

The experimental technique used in the study on a model of the thermal phenomena in the interior of the XIVth block of the Pieve di Cadore dam is then reported.

The satisfactory correspondence observed between the temperatures read from the electrothermometers of the prototype and those read from the thermocouples in the model, has proved the correctness of the theoretical hypothesis and the suitability of the experimental technique employed.

The results of our experiments are condensed in the diagrams of figures 2, 3 and 4.

These diagrams give the temperature curves recorded from each thermocouple in the model (continuous curves) compared with the temperature curves read from the corresponding electrothermometers in the prototype for the year 1952 (dotted curves).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The times relative to the experiments on the model are marked on the abscissae of these diagrams : in the ratio of time reduction used, two hours on the model correspond to thirty days on the prototype.

RÉSUMÉ.

Avec l'appui des critériums de similitude thermique, on a examiné la possibilité de prévoir la distribution des températures à l'intérieur d'un barrage au moyen d'essais sur modèles. La recherche a été limitée à l'étude des phénomènes thermiques d'un barrage stabilisé, phénomènes qui sont conséquents aux variations saisonnières des températures extérieures.

On a fait ensuite un rapport sur la technique expérimentale adoptée dans les essais faits sur modèles pour étudier les phénomènes thermiques qui se sont produits à l'intérieur du bloc XIV du barrage de Pieve di Cadore.

L'accord satisfaisant constaté entre les températures lues sur les électrothermomètres du prototype et les températures lues sur les thermocouples aménagées dans le modèle a confirmé la validité de la manière théorique de poser le problème et l'idonéité de la technique expérimentale adoptée.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 75

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

L. ROSSI LEIDI
(ITALY)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

FIRST EXPERIMENTAL RESEARCH ON THE AVERAGE STRESSES MEASURED IN THE PIEVE DI CADORE DAM AND COMPARISON WITH THE RESULTS OBTAINED FROM CALCULATION AND TESTS ON A MODEL (*).

Dr Eng. LUIGI ROSSI LEIDI,
Study Department of the Società Adriatica di Elettricità, Venezia (Italy).

In the Pieve di Cadore dam, 41 sets of frequency (Galileo) and 21 sets of resistance strain meters (Carlson) are installed. These instruments are placed at different elevations at a distance of about 0.30 m from the upstream and downstream faces.

The numerous data obtained from strain meters, have enabled us to complete a study for the purpose of calculating the stresses existing in the stabilized structure in a average condition of load.

CALCULATION OF THE STRESSES PRESENT IN THE DAM IN AN AVERAGE YEAR.

The difficulty of a study of this kind is immediately apparent by reason of the special conditions in which the dam is in fact. There is

(*) *Premières recherches sur les contraintes moyennes mesurées dans le barrage de Pieve di Cadore et comparaisons avec le calcul et les essais sur modèle*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

a first stage immediately following the installation of the instruments, with extremely variable conditions yielding results that are very hard to interpret. To list only a few of the main causes of this situation, we may note : variable loads as a consequence of the construction in progress; concrete with a modulus of elasticity rapidly variable in time, and even fluid in the initial period, with elastic characteristics that are not always known.

An extremely variable thermal condition on account of the development of setting heat with a constantly varying distribution of temperatures along the width of the arches, corresponding to the different exhaustion of the heat itself. The phenomenon is further complicated by the influence of the heat developed in adiacent and superposed strata; this heat is added to that directly developed in the stratum which immediately affects the instruments.

Thermal and physico-chemical conditions which cannot readily be evaluated, such as those due to the concrete washing during the covering of the equipment, and to the vibration of the concrete with consequent suction and elimination of part of the water contained in the stratum.

A calibration of the instruments which is not always sure, and influenced by various factors.

Considering the numerous causes that may hinder a true evaluation of the data accumulated and worked out, it was decided to examine a period so distant from the installation of the instruments (which took place in 1938-1940), that the structure could be assumed to be stabilized. The average year chosen corresponds to 1951.

In other words, the setting heat was considered to be completely exhausted, even in the interior of the sections (which is justified by previous studies carried out on this important subject) (1); in addition, the modulus of elasticity had reached an approximately constant value in its complex evolution. This too can be affirmed with certainty, bearing in mind the results obtained from measurements on prismatic tests (1) constructed with concrete of similar composition to that of the dam with a flexion load (applied in 1950) seasoned several times. The working out of the data accumulated from measurements with a removable strain meter allows us to postulate an average value for the modulus of elasticity of 100 000 kg/cm² for 1951. The values of the strains marked by the strain meters are therefore, by multiplying by 10^{-5} the stresses. The stresses can therefore be calculated horizontally and vertically for each set of instruments.

From the study of numerous diagrams of strains from the beginning it can however be inferred that they are nearly all characterized by a markedly periodic and approximately sinusoidal behaviour.

As the calculations and studies to distinguish the strains due to the

(1) D. Tonini. *Observed behaviour of several italian arch dams (Journal of the Power Division.* Proceedings of the American society of Civil engineers)

hydrostatic load from those due to thermal causes have demonstrated, the latter usually have far higher values, and for the most part conceal those exclusively due to the hydrostatic load.

We then decided to examine the mobile averages of 12 consecutive months, conveniently dephased (1 month); in fact these are able to eliminate the annual variations of a periodic nature quite well, revealing only the permanent variations due to the evolution in time of strains due to all causes.

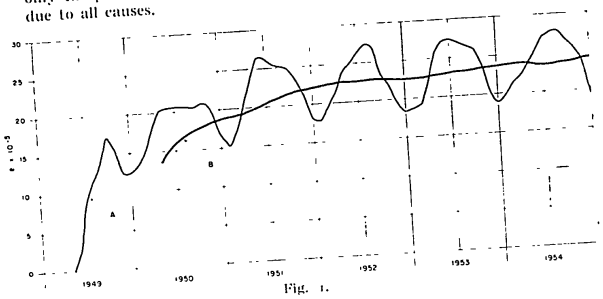


Fig. 1.

Pieve di Cadore dam.

Diagrams of the unitary horizontal deformations typical to a set of strain meters
Monthly and 12 months mobile averages.
(A) Monthly averages.
(B) 12 months mobile averages.

Barrage Pieve di Cadore.

Diagrammes des déformations unitaires horizontales relatives à un groupe d'extensomètres.
Moyennes mensuelles et mobiles de 12 mois.
(A) *Moyennes mensuelles.*
(B) *Moyennes mobiles de 12 mois.*

The typical curve of the greater number of diagrams of these mobile averages, tending to an asymptotic value is for the most part linked to the evolution of the modulus of elasticity as a result of phenomena of creep, in accordance with the measurements taken on the prismatic tests kept in a place at a short distance from the dam.

The behaviour of the mobile averages of 12 months, most useful in any case for determining the tendency of strains in time, therefore justifies the assumption of the average relative to the year 1951 as an average load condition in a stabilized dam.

On the other hand, as can be seen from the values of strains relating to the year 1953, the situation was already practically stabilized at

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the end of this year, with insignificant differences in the distribution of strains. These differences are partially due to the different total conditions of the hydrostatic and thermal loads during the two years

The diagrams of monthly averages, and those of 12 consecutive months dephased by one month, relative to the horizontal strains (*fig.* 1) and vertical strains (*fig.* 2) measured in two positions in correspondence to the downstream face of the dam, are given as examples.

Purely theoretically it can be stated that during the year chosen

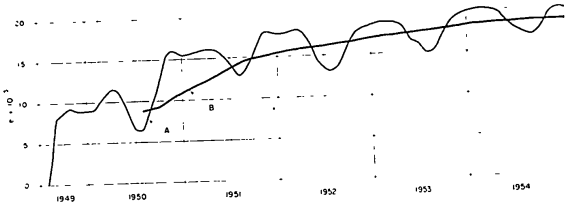


Fig.

Pieve di Cadore dam

Diagrams of the unitary vertical deformations typical to a set of strain meters
Monthly and 12 months mobile averages
(A) Monthly averages.
(B) 12 months mobile averages.

Barrage Pieve di Cadore

Diagrammes des déformations unitaires verticales relatives à un groupe d'extensomètres
Moyennes mensuelles et mobiles de 12 mois
(A) *Moyennes mensuelles.*
(B) *Moyennes mobiles de 12 mois*

for study, when there was a perfectly symmetrical condition of filling, full reservoir, emptying, empty reservoir, the annual average postulated, if we eliminate the variations due to thermal causes and those due to the hydrostatic load, would reveal only the permanent strains and thus the true state of stress caused in the structure by its own weight and previous events.

The asymmetry of the hydrostatic load and the continual presence of water up to a certain level throughout the period to which the averages refer, causes a state of stress which includes some permanent and irreversible stresses and others reversible if the reservoir should be emptied This state of stress is most significant in that it happens under a condition of average load, besides, this condition does not undergo notable variations, as can be proved from the mobile averages of the water levels for 12 consecutive months during the years following

the first two periods of complete emptying of the reservoir after a complete filling. The state of stress encountered therefore represents fairly accurately the existing average situation of the dam.

It was decided not to consider compensation of the strain meters deduced from the insulated instruments, since this compensation, from studies carried out up to now, seems to be neither immediate nor without uncertainties.

Moreover the strains registered by insulated strain meters are also mostly of a periodic nature due especially to thermal oscillations, for which reason it is correct to maintain that the 12 month average taken for the stresses compensates with sufficient accuracy the possible causes of error due to insufficient compensation. The fact must also be born in mind that many sets of instruments include no insulated instrument, and that the frequently differing data furnished by the insulated instruments, even in quite close positions, would not justify a compensation carried out by using the sample instrument of another group.

We now sum up the chief results obtained.

UPSTREAM FACE.

Usually the distribution of stresses is fairly regular; the areas under the greatest stress are thus evident and clearly individuated.

HORIZONTAL STRESS (*fig.* 3).

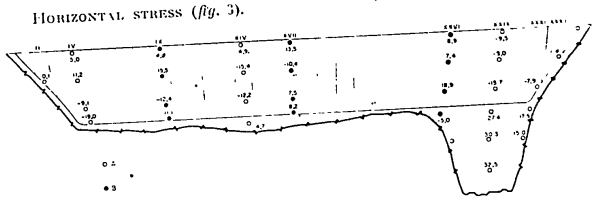


Fig. 3.

Pieve di Cadore dam.

Upstream face. Horizontal stress kg/cm² (annual averages in December 19[illegible] in italics figures corresponding to other periods, for lack of data in the years 1953 and 1954).
(A) Sets of frequency strain meters
(B) Sets of resistance strain meters

Barrage Pieve di Cadore.

Parement amont Contraintes horizontales moyennes annuelles en décembre 19[illegible] (en italique valeurs correspondantes à d'autres périodes, par manque de données dans les années 1953 et 1954).
(A) *Groupes d'extensomètres à fréquence*
(B) *Groupes d'extensomètres à résistance.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Arch at elevation 683.50 m.

Nearly constant compressive stresses exist on the left (blocks IV, IX and XIV), and in practice on the right as well (blocks XXVI and XXIX) but higher values. The maximum stress is in the centre (block XVII).

Arch at elevation 665 m.

The area of maximum stress is displaced towards the left (blocks IX and XIV). The arch effect is clear with well distributed stresses decreasing towards the abutments.

Arch at elevation 645 m.

The highest values are found in two areas, one in the same position as in the arch immediately above (blocks IX and XIV), the other on the right (block XXVI). The maximum is about 19 kg cm².

The agreement between the values registered by the frequency and resistance strain meters at the three elevations cited is remarkable as regards the blocks IX and XIV.

Arch at elevation 630.50 m.

In these positions directly above the perimetral joint with instruments only installed in the centre and left hand side of the structure, there are progressively increasing values towards the abutments

Plug.

It must be noted that just here are the highest values for compressive stress with a maximum of 32 kg/cm² in the centre at elevation 589 m. Another high value for compressive stress is at elevation 630 m, again in the centre. These pronounced stresses are clearly due to the longlasting and continuous precence of the hydrostatic load, since the water level never fell below these heights after the 1951 emptying.

The behaviour of the plug as regard the formation in it of considerable arches with quite notable compressions is also very interesting.

VERTICAL STRESS (*fig.* 4).

Compressive stresses, fairly well distributed and usually increasing from the top downwards are found everywhere. Considering the complex actions which characterized the period up the time when the structure was stabilized, we can state that the cantilevers have reached a markedly regular stress system.

Plug.

There are strong compressions with a maximum at elevation 589 m, which even exceeds 90 kg/cm². But the special situation of the lower part of the plug must be born in mind. At these elevations the concrete subjected to the action of its own weight and that of the hydrostatic load, which is far stronger than elsewhere, is likely to have undergone a different evolution, for which reason we might not be justified in taking a value of 100 000 kg/cm² for the modulus of elasticity here as well.

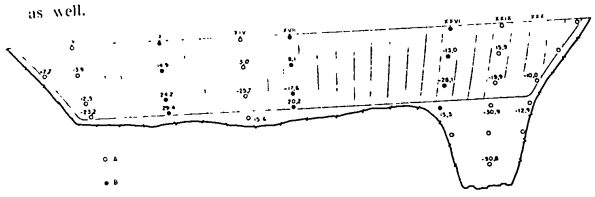


Fig. 4

Pieve di Cadore dam.

Upstream face Vertical stress kg/cm² (annual averages in December 1954, in italics figures corresponding to other periods, for lack of data in the years 1953 and 1954)

(A) Sets of frequency strain meters.
(B) Sets of resistance strain meters.

Barrage Pieve di Cadore

Parement amont. Contraintes verticales moyennes annuelles en décembre 1954 (en italique valeurs correspondantes à d'autres périodes, par manque de données dans les années 1953 et 1954)

(A) Groupes d'extensomètres à fréquence.
(B) Groupes d'extensomètres à résistance.

DOWNSTREAM FACE.

The stresses, at least at some elevations are less regularly distributed than upstream. Clearly occurrences have determined in time a more complex and less easily analysable stress system downstream. This doubtless depends on the laying situation of the dam, with the downstream face almost facing south and so exposed for many days and for several hours a day to strong sunlight. The thermal stresses created are here distributed irregularly while the changes of shape and curvature have a decisive influence.

Another important fact must be taken into account. The evolution of the modulus of elasticity which takes place in a very regular manner almost everywhere upstream, on account of the presence of water for long periods, with quite small temperature variations, is far more variable downstream because of the violent and sudden changes of temperature and of the physico-chemical conditions which are established there.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

While values of a final modulus which are fairly similar from one position in the dam to another are very likely achieved upstream, the differences between figures of the final modulus downstream may be pronounced even in positions close to each other.

HORIZONTAL STRESS (*fig.* 5).

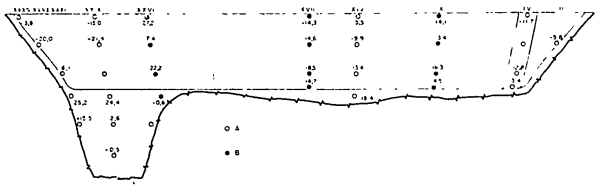


Fig 5.

Pieve di Cadore dam

Downstream face. Horizontal stress kg/cm² (annual averages in December 1954, in italics figures corresponding to other periods, for lack of data in the years 1953 and 1954).

(A) Sets of frequency strain meters.
(B) Sets of resistance strain meters.

Barrage Pieve di Cadore.

Parement aval. Contraintes horizontales moyennes annuelles en décembre 1954 (en italique valeurs correspondantes à d'autres périodes, par manque de données dans les années 1953 et 1954).

(A) *Groupes d'extensomètres à fréquence.*
(B) *Groupes d'extensomètres à résistance*

Arch at elevation 683.50 m.

The compressions are distributed with a maximum in correspondence to block XXVI, and a minimum to block XIV.

Arch at elevation 665 m.

Irregularly distributed stresses with the highest compression values on the right side (blocks XXIX and XXXII). The lowest values corresponding to the left abutment (block II).

Arch at elevation 645 m.

A better distribution of compressions with a maximum again on the right (block XXVI).

Arch at elevation 636.50 m.

In the area where the instruments are placed constant compression values are recorded in the various positions.

Plug.

At the elevation 630 m, directly below the dam-plug support, there are the highest compression values (25-27 kg/cm²).

Noteworthy the traction area at elevation 612 m, in proximity to the right abutment; elsewhere there are very small compressions.

VERTICAL-STRESS (*fig.* 6).

Fig. 6.

Pieve di Cadore dam

Downstream face Vertical stress kg/cm² (annual averages in December 1954, in italics figures corresponding to other periods, for lack of data in the years 1953 and 1954).

(A) Sets of frequency strain meters.
(B) Sets of resistance strain meters.

Barrage Pieve di Cadore.

Parement aval. Contraintes verticales moyennes annuelles en décembre 1954 (en italique valeurs correspondantes à d'autres périodes, par manque de données dans les années 1953 et 1954).

(A) *Groupes d'extensomètres à fréquence*
(B) *Groupes d'extensomètres à résistance*

It is significant that in the cantilevers on the left side of the dam, there is an area, distinguished by the instruments at elevation 665 m, with compressions inferior to those of the areas underneath, or even with tractions. This corresponds well to the measurements taken in relation to the hydrostatic load (from empty to full reservoir), which show a band which is nearly everywhere subjected to tractions, at this elevation.

The compressions in the actual structure at elevation 665 m, gradually increase from left to right.

From the study just completed, it can be established how after a period long enough to able to consider the structure as stabilized, the compressive stress reached is not very great, with values that in every case do not exceed 35-40 kg/cm², with the exception of the upstream compressions at the base of the plug.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Tractions are everywhere practically non-existent, with a local maximum of about 15 kg/cm², and normal values of 5-8 kg/cm². They gradually diminished, however, until they reached the present quite low values.

COMPARISON WITH THE RESULTS OF EXPERIMENTS CARRIED OUT ON THE MODEL AND THE RESULTS OF THE CALCULATION (T. L. M.).

We thought it useful to show the figures of the stress corresponding to the arches and cantilevers as they appear in the structure from the calculations previously illustrated and those drawn from the model and with the calculation according to T. L. M.

As we have already pointed out, the conditions in which the comparison is made differ markedly because the true figures correspond to a condition of average load in a stabilized dam, and cannot therefore neglect the permanent strains occurring in the structure for widely differing reasons.

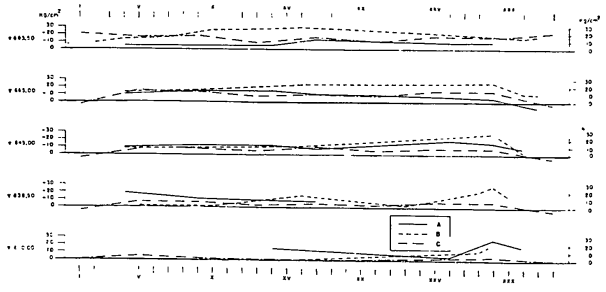


Fig. 7

Pieve di Cadore dam
Upstream face. Comparison of horizontal stress (dam, model, calculation).
(A) Dam
(B) Model
(C) Calculation.

Barrage Pieve di Cadore.
Parement amont.
Comparaison entre les contraintes horizontales (barrage, modèle, calcul).
(A) *Barrage*
(B) *Modèle.*
(C.) *Calcul*

From the study of the tables shown we can, however, observe in general.

HORIZONTAL STRESS IN EACH ARCH (*fig.* 7 and 8).

The plug clearly influences the distribution of horizontal stress in the model. In fact there is a critical area in a position above the plug (block XXIX) where the maximum compressions in all the upstream arches are observed, with the exception of the highest one, whereas the minimum compressions, or even slight tractions are found downstream (elevations 630 and 645 m).

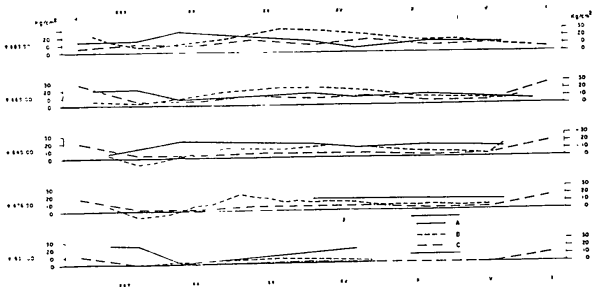


Fig 8

Pieve di Cadore dam
Downstream face Comparison of horizontal stress (dam, model, calculation)
(A) Dam
(B) Model
(C.) Calculation

Barrage Pieve di Cadore
Parement aval
Comparaison entre les contraintes horizontales (barrage, modèle, calcul)
(A) *Barrage*
(B) *Modèle.*
(C) *Calcul.*

From measurements on the actual structure the maximum compressions are again observed upstream on the right side of the dam in correspondence to the plug, with the exception of the arch at elevation 665 m, whereas the behaviour downstream is the contrary, in that the maximum compressions are again on the right and in particular at block XXIX at elevations 665 and 630 m.

The presence of the plug was not taken into account in the calcula-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tion, the arches were considered to be perfectly symmetrical : in the distribution of stresses the influence of the abutments is the exclusive factor.

Although it is difficult to trace reliable curves of the distribution of stress along the arches of the actual structure on account of the number of points of observation, which, however many strain meters are installed, is limited, all the same, we may conclude that the want of symmetry encountered in the model proves to be more accentuated in the actual structure, where the greatest influence seems to be exerted by the differing rigidity of the two abutments.

The compression stress, according to the calculation, for the most part has lower values than those obtained from the model and from the dam itself. The correspondence of the figures and curves obtained from measurements, to those of the structure itself is remarkable in many areas.

VERTICAL STRESS ALONG THE CANTILEVERS (*fig.* 9 and 10).

As regards the cantilevers, it must be stated that here too, the elevations at which the measuring instruments are placed are insufficient to allow for tracing completely reliable curves of the vertical stress. It may be noted, in regard to measurements on the model, that in the

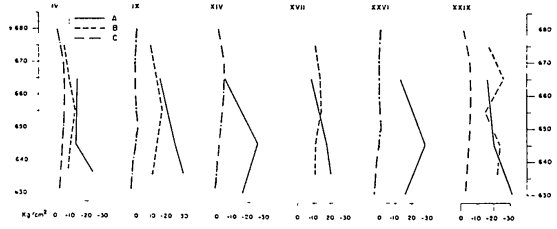


Fig. 9

Pieve di Cadore dam

Upstream face Comparison of vertical stress (dam, model, calculation)

(A) Dam.
(B) Model.
(C) Calculation.

Barrage Pieve di Cadore.

Parement amont

Comparaison entre les contraintes verticales (barrage, modèle, calcul).

(A) *Barrage*
(B) *Modèle.*
(C) *Calcul*

dam itself there are nearly always compressions of a much higher value. But the curves are often spatially similar enough, especially downstream, apart from the value of the stress itself.

The stress shown by the calculation which, upstream represent small compressions or slight tractions, are always lower than the upstream values of the model and those measured from the actual structure; downstream the calculation brings out more relevant compressions, sometimes of a greater value than those recorded in the dam.

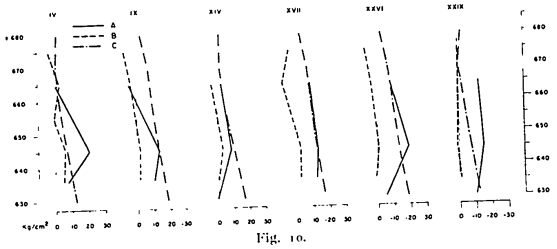


Fig. 10.

Pieve di Cadore dam

Downstream face. Comparison of vertical stress (dam, model, calculation).

(A) Dam
(B) Model.
(C) Calculation.

Barrage Pieve di Cadore.

Parement aval.

Comparaison entre les contraintes verticales (barrage, modèle, calcul).

(A) *Barrage.*
(B) *Modèle*
(C) *Calcul.*

The behaviour of the stress curves according to the calculation is substantially quite like that of the curves of the model upstream. But the curves shown by the calculation are displaced towards lesser compressions or slight tractions. As for comparison with the actual stress, this in several positions approaches the figures registered on the model in its absolute values, whereas downstream it mostly agrees with those of the calculation.

The compressions downstream according to the calculation, increase progressively with the lowering heights, and have curves unlike those of the model.

But between the model and the actual dam, there are, as we said, comparable distributions of stress, leaving aside the absolute values.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The greatest disagreement is found below the perimetral joint where measurements on the actual structure nearly always reveal lesser compressions or very slight tractions.

In the part above the perimetral joint, elevation 645 m, corresponds to the highest compressions both in the model and in the dam, since the cantilever from this point upwards is subjected to lower compressions (tractions in the model).

CONCLUSIONS.

As shown by the detailed study of the preceding results, the agreement between structural figures and experimental and analytical ones can be considered fairly satisfactory in some parts of the dam : while the divergences encountered in other parts are sometimes even pronounced.

On this matter the differing conditions in which the comparison is made must be taken into account, on the one hand having to consider stress resulting from the transition from an empty to a full reservoir, and on the other, that obtained from the study of an average load in a stabilized dam.

***

I should like to express my thanks to Ing. D Tonini, the Chief of the S. A. D. E. study department, who has encouraged and directed with his wide experience the studies and research to achieve a valid contribution to the ever deeper understanding of the behaviour of dams.

SUMMARY

The working out of the numerous data obtained from the stram meters installed in the Pieve di Cadore dam, enabled us to determine the horizontal and vertical stress in an average year and in a mean load condition

The diagrams typical to stram meter measurements are in fact generally characterized by a roughly sinusoidal development with a trend to evolution in time, due especially to the progressive variation of the modulus of elasticity, towards a constant final figure

The mobile averages of the deformations for 12 consecutive months properly dephased, therefore compensate the oscillations due to the periodic variations in thermal conditions, and tend to have fairly constant figures which represent the average situation of the dam in a mean load condition Since the final modulus may be assumed to be not far off 100 000 kg cm², the deformations typical to an average year (1954) sufficiently distanced from the installation of the instruments, also represent, apart from the coefficient 10 ⁻⁵, the stress in kilograms per square centimeter for this year

The distribution of horizontal and vertical stress thus obtained in correspondence to the faces, is analysed, throwing into relief the greater regularity encountered upstream compared with downstream, where the influence of the sun is felt, with likely differences too, in the value of the modulus of elasticity from one area to another.

Finally a comparison is made with results obtained from the model and from the calculation according to the T. L. M. The even pronounced divergences observed are due to the differing conditions under which the comparison itself is made.

In the actual dam the presence of the plug and the differing rigidity of the abutments have a determining influence

RÉSUMÉ.

L'elaboration des nombreuses données obtenues avec les extensometres installes dans le barrage de Pieve di Cadore a permis de déterminer les contraintes horizontales et verticales dans une année moyenne et dans des conditions moyennes de charge.

Les diagrammes relatifs aux mesures extensométriques sont en effet caractérisés en général par un développement grossièrement sinusoïdal avec la tendance à une évolution dans le temps, due surtout au changement progressif du module d'élasticité vers une valeur finale constante.

Les moyennes mobiles de 12 mois consécutifs des déformations convenablement déphasées compensent donc les oscillations dues aux variations périodiques de l'etat thermique et tendent vers des valeurs assez constantes qui représentent une situation moyenne du barrage dans les conditions moyennes de charge. Puisque le module final peut être admis comme pas trop différent de 100 000 kg/cm², les déformations relatives à une annee moyenne (1954) assez éloignée de l'installation des appareils, representent aussi, à 10^{-5} près, les contraintes en kilogrammes par centimètre carre dans cette année.

On a analysé la distribution des contraintes horizontales et verticales ainsi obtenues en correspondance avec les parements en faisant ressortir la plus grande regularité constatée en amont par rapport à ce qui se produit en aval, où l'on remarque l'effet de l'insolation, avec des différences probables de la valeur du module d'élasticité d'une zone à une autre zone

Enfin, on fait une comparaison avec les résultats du modèle et avec les résultats du calcul d'après la T. L. M Les divergences, même les plus considérables constatées sont dues aux conditions différentes dans lesquelles la comparaison même a été faite.

Dans le barrage réel la présence du tampon et la différente rigidité des culées ont une influence déterminante.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 76

QUESTION N° 21

P. CALOI AND
M. C. SPADEA
(ITALY)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

GEOPHYSICAL INTERPRETATIONS OF THE FIRST SERIES OF TRIANGULATIONS CARRIED OUT AT THE PIEVE DI CADORE DAM (*).

Prof. Pietro CALOI and Dr Maria Cecilia SPADEA,
Istituto Nazionale di Geofisica, Roma.

I. — DEFINITIONS.

Dilatation.

Among the deformations that may occur in an elastic solid body there is one called *dilatation* which manifests itself as a variation in volume. We shall try and outline it briefly.

Assuming δx, δy, δz to be the dihedral angles of an infinitesimal parallelepiped referred to a system x, y, z of orthogonal axes, if u, v, w are the components of the displacement of the vertex whose co-ordinates are x, y, z, and if u, v, w are functions of x, y, z (and of time), $\frac{\partial u}{\partial x}$, $\frac{\partial v}{\partial y}$, $\frac{\partial w}{\partial z}$ will denote the variations of the displacements along the respective dihedral angles, per unit of length.

Prior to the deformation, the volume of the parallelepiped is the following

$$V = \delta x\, \delta y\, \delta z$$

(*) *Interprétations géophysiques d'une première série de triangulations effectuée au barrage de Pieve di Cadore*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

After the deformation, during which the dihedral angles undergo a variation in length, the volume of the parallelepiped will be

$$V - \delta V = \delta x\, \delta y\, \delta z \left(1 - \frac{\partial u}{\partial x}\right)\left(1 - \frac{\partial v}{\partial y}\right)\left(1 - \frac{\partial w}{\partial z}\right).$$

Considering only the infinitesimales of the first order ($\frac{\partial u}{\partial x}$, $\frac{\partial v}{\partial y}$, ...) we shall have

$$\delta V - V\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}\right).$$

If

$$\Delta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z},$$

there ensues

$$\Delta = \frac{\delta V}{V},$$

where Δ is called *cubic dilatation* and expresses the variation of the unit of volume under the effect of the deforming force. It results from the addition of the unitary elongations relating to any group of three rectangular directions.

On a plane, Δ will express the variation of surface and, with reference to plane x, y, will assume the following form

$$\Delta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}.$$

SHEAR.

Besides variations in length, the acting force may cause infinitesimal variations in the direction of the segments which constitute the dihedral angles of a face of the parallelepiped under examination.

If we assume MA, MC to be the dihedral angles of a face of the parallelepiped and parallel to axes x, z respectively, and γ_2 to be the infinitesimal variation undergone by the angle formed by the two dihedral angles before the deformation equal to $\frac{\pi}{2}$, we shall have

$$\cos\left(\frac{\pi}{2} - \gamma_2\right) = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}.$$

Two analogous relations apply to the faces which are parallel to planes zy and xy respectively. Hence, considering that the variations are infinitesimal, we may write :

$$\begin{cases} \gamma_1 = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}\right), \\ \gamma_2 = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}\right), \\ \gamma_3 = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right). \end{cases}$$

These relations express the angular variations of the dihedral angles of the parallelepiped consequent upon the deformation.

To interpret (3) from a physical point of view, we may consider a particular elastic strain which causes no variations in the values in question, except two. Assuming these to be, for example, $\frac{\partial u}{\partial z}$ and $\frac{\partial w}{\partial x}$, we shall have $\gamma_1 = \gamma_3 = 0$, $\gamma_2 = \varepsilon$. Therefore the deformation involves only the faces which are parallel to plane xz.

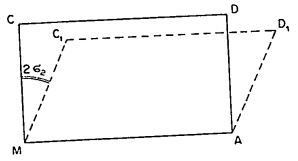


Fig. 1.

Since we are only interested now in relative variations, with regard to figure 1, we may assume points M, A to remain fixed, so that MC_1D_1A represents face MCDA after the deformation. In conformity with our assumption, MCDA and MC_1D_1A are lying on the same plane.

The elastic strain considered causes a *shear* of dihedral angle CD to C_1D_1, accompanied by an angular deviation of MC with respect to MA expressed by the value $2\gamma_2$.

This deformation is called *shear* (" scorrimento " or " distorsione " in Italian, " glissement " in French, " Schiebung " in German) and represents the variation in the angle-originally right — formed by the two linear elements parallel to axes x, z. In other words, due to this deformation the projection of CM on MA, which was originally null undergoes a *shear* depending on γ_2.

Since γ_2 is an infinitesimal value, the deformation in question leaves the areas *unchanged*.

In we extend the same considerations to the other faces, the volume will remain unchanged as a consequence of the face areas and the length of the dihedral angles of the parallelepiped remaining unchanged too.

The shear is therefore characterized by

$$\Delta = 0$$

ROTATION.

By *rotation* we mean the deformation characterized by the following

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

expressions :

$$(i)\qquad \begin{cases} \xi = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}\right), \\ \eta = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x}\right), \\ \zeta = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}\right). \end{cases}$$

where u, v, w designate, as in the previous cases, the components of the displacement of a point within an elastic body subjected to deformation.

The physical interpretation of (i) accounts for the denomination of the deformation they represent.

We shall consider only the second expression of (i).

Let P be a point of co-ordinates x, y, z in the solid body in question and let us project it orthogonally on axis y (*fig. 2*).

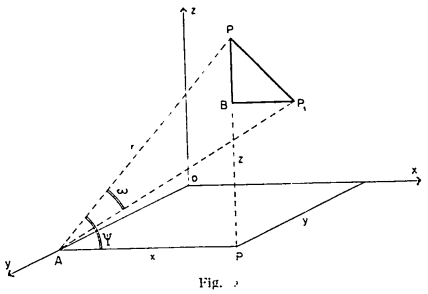


Fig. 2

If we call the distance AP r and ψ the angle formed by the straight line AP and plane xy, we shall have

$$(5)\qquad x = r\cos\psi \qquad z = r\sin\psi$$

If the whole solid body which contains P rotates around y, and ω is the rotation angle that brings P to P_1, the angle being infinitesimal, the corresponding portion of tangent in P may be substituted for the small arc PP. Thus

$$PP_1 = r\omega$$

The components of the displacement with regard to x and z will be

$$u = BP_1 \qquad w = BP$$

therefore

$$u = r\omega\sin\psi, \qquad w = -r\omega\cos\psi$$

and, on account of (5)

$$u = z\omega, \qquad w = -x\omega.$$

There ensues

$$\omega = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x}\right)$$

namely

$$\omega = \eta$$

Thus η expresses the infinitesimal rotation undergone by the particle considered in plane zx, around axis y, along which extends the movement caused by the elastic strain. The same conclusion can be reached with regard to ξ and ζ.

Expressions (i) constitute infinitesimal rotations undergone by the point in question around the axes.

(1), (2) and (i) have a fundamental importance in the whole theory of elasticity. They enter the equations of propagation of the small movement in an elastic body and characterize respectively the longitudinal and transversal waves within an elastic body.

MAIN DEFORMATIONS AND THEIR DIRECTIONS.

Through points x, y, z of an elastic body there passes a quadratic surface or the family

$$\frac{\partial u}{\partial x}x^2 + \frac{\partial v}{\partial y}y^2 + \frac{\partial w}{\partial z}z^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}\right)yz + \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}\right)zx + \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right)xy = \text{Cte.}$$

called *quadratic surface of the deformation*. The proprieties of this surface are well-known. For example, if the quadratic surface is an elipsoid, all the lines u originating from point x, y or z are either under tension or under contraction.

In the underformed state, the direction of the lines whose extension is minimum, maximum or stationary (but not a real maximum or minimum), are the main axes of the quadratic surfaces as well as the main axes of the deformation.

The directions of the main axes of the deformation may be determined as follows.

Assuming l, m, n to be the cosines of one of these axes, we shall have

$$\frac{\frac{\partial u}{\partial x}l + \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right)m + \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x}\right)n}{l} = \frac{\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial y}\right)l + \frac{\partial v}{\partial y}m + \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial y}\right)n}{m} = \frac{\left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}\right)l + \left(\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}\right)m + \frac{\partial w}{\partial z}n}{n}.$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

If represents one or the other of these quantities the three possible values of are the roots of the following equation

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} - & \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} & \frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \\ \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} & \frac{\partial v}{\partial y} - & \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} & \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} & \frac{\partial w}{\partial z} - \end{vmatrix} = 0$$

These roots are real and they are the values of the main extensions ε_1, ε_2, ε_3.

Let us examine the deformation on the horizontal plane. If we assume u, v to be the components of the displacement of a trigonometric point with reference to an arbitrary system of co-ordinates, the values of the main deformations, considering expression (6), will be given by the roots of the following equation

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} - & \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} & \frac{\partial v}{\partial y} - \end{vmatrix} = 0$$

If φ is the angle formed by the axes of the main deformations and axis x, there results

$$\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial v}{\partial y}}{\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}}.$$

From (7) we may derive

$$\varepsilon_1 = \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial v}{\partial y} \sqrt{\left(\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial v}{\partial y}\right)^2 - \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}\right)^2}.$$

In consideration of (8) we may finally deduce

$$\varphi_1 = \operatorname{arctg} \frac{\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{\partial u}{\partial x} - \sqrt{\left(\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial v}{\partial y}\right)^2 - \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}\right)^2}}{\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}}.$$

MAXIMUM SHEAR.

Let x', y' be co-ordinates originating at point O and rotated by angle with respect to axes x, y and let u', v' be the components of the horizontal displacement with respect to the new axes (*fig.* 3).
We shall have

$$u = x' \cos\varphi - y' \sin\varphi$$
$$v = x' \sin\varphi + y' \cos\varphi$$
$$x' = x \cos\varphi + y \sin\varphi$$
$$y' = x \sin\varphi - y \cos\varphi$$

Hence, with reference to (7)

$$\gamma = \frac{\partial v'}{\partial x'} + \frac{\partial u'}{\partial y'} = \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right)\cos 2\varphi + \left(\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{\partial u}{\partial x}\right)\sin 2\varphi. \tag{11}$$

The value that brings the value of γ to the maximum can be deduced from $\frac{\partial \gamma}{\partial \varphi} = 0$. This condition can be expressed by the relation

$$|\operatorname{tg} 2\varphi| = \frac{\left(\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{\partial u}{\partial x}\right)}{\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)},$$

$\gamma \to \max$.

on account of which (11) becomes

$$\gamma = \frac{\left|\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{\partial u}{\partial x}\right)^2\right| \cos 2\varphi}{\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)}.$$

Since $\cos^2 2\varphi = (1 + \operatorname{tg}^2 2\varphi)^{-1}$ there results :

$$\gamma_{max} = \sqrt{\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{\partial u}{\partial x}\right)^2} = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 \tag{12}$$

γ_{max} is independent of the choice of the co-ordinate axes, as well as the shear and the main deformation.

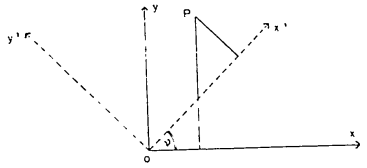


Fig. 3.

The foregoing formulas permit the determination of the main elements that characterize a region from the elastic point of view. Their knowledge is of great interest, both from the seismic standpoint — when the areas in question are subject to sensible seismic phenomena — and with regard to the stability of some narrow zones whose equilibrium has been affected by deep excavations and heavy constructions.

Large dams are obviously included in the latter case.

The triangulations that are carried out periodically on the sites of

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

large dams, in the light of the above-mentioned proceedings, have a significance which goes beyond mere geodetic interest. Their elaboration in the geophysical field leads to the attainment of valuable elements apt to determine the trend of the variations of the elastic characteristics of the ground which are peculiar to the stability of the structures built on it.

Thus, we thought of applying the foregoing to some of the triangulations which have been carried out periodically at the Pieve di Cadore dam since 1950.

GEOPHYSICAL ELABORATION OF SOME TRIANGULATIONS CARRIED OUT AT THE PIEVE DI CADORE DAM.

Let us consider a triangle whose vertexes have as co-ordinates (x_1, y_1), (x_2, y_2), (x_3, y^3) and let (u_1, v_1), (u_2, v_2), (u_3, v_3) respectively be the horizontal displacements of the points we have observed.

The values of u and v within the triangle may be indicated, in a first approximation, by the expressions $u = ax - by + c$, $v = a'x - b'y + c'$, subject to the following conditions :

$$u_1 = (ax_1 + by_1 + c), \qquad v_1 = (ax_1 - by_1 + c')$$
$$u_2 = (ax_2 + by_2 + c), \qquad v_2 = (ax_2 - by_2 + c')$$
$$u_3 = (ax_3 + by_3 + c), \qquad v_3 = (ax_3 - by_3 + c').$$

Hence

$$u_2 - u_1 = [a(x_2 - x_1) + b(y_2 - y_1)].$$
$$u_3 - u_1 = [a(x_3 - x_1) + (y_3 - y_1)]$$

and analogous expressions for $(v_2 - v_1)$, $(v_3 - v_1)$. There ensues

$$(13) \quad \begin{cases} \dfrac{du}{dx} = a = \dfrac{(y_3 - y_1)(u_2 - u_1) - (y_2 - y_1)(u_3 - u_1)}{D}, \\ \dfrac{du}{dy} = b = \dfrac{(x_2 - x_1)(u_3 - u_1) - (x_3 - x_1)(u_2 - u_1)}{D}, \\ \dfrac{dv}{dx} = a' = \dfrac{(y_3 - y_1)(v_2 - v_1) - (y_2 - y_1)(v_3 - v_1)}{D}, \\ \dfrac{dv}{dy} = b' = \dfrac{(x_2 - x_1)(v_3 - v_1) - (x_3 - x_1)(v_2 - v_1)}{D}; \end{cases}$$

where

$$(14) \qquad D = [(x_2 - x_1)(y_3 - y_1) - (x_3 - x_1)(y_2 - y_1)].$$

II. — RESULTS.

As was previously mentioned, the geophysical investigation whose results are summed up in this report, was completed on the basis of the values of the displacements of the triangulation net already developed, as they were obtained during eight triangulations carried out at the Pieve reservoir from August 15, 1951 to June 24, 1952.

In order to reduce our report to a minimum, we shall summarize the results of the investigation in the following pages, bearing in mind that the variations we express were experienced by the values under examination when passing from one triangulation to another.

DILATATION.

We should introduce here a remark of a general character. The presence of the dam divides the reservoir practically into two parts, thus permitting us to consider the trend of the variations in question as continuous.

Triangulation II-I. – The variations of dilatation upstream from the dam are all positive and tend to increase along the left side. Downstream from the dam the variation of dilatation is generally positive in every direction and tends to alternate towards the base of the triangulation. In other words, when passing from the first to the second triangulation, the ground, both upstream and downstream from the dam, enters a tension state.

Triangulation III-II. — The dilatation has changed from positive sign to negative sign, which means that a contraction has occurred in the zone.

Triangulation IV-III. — The phenomenon is inverted; the zone undergoes a tension (positive dilatation).

Triangulation V-IV. — New inversion in the sign, which corresponds to a contraction.

Triangulation VI-V. — The dilatation becomes positive again.

Triangulation VII-VI. — When passing from the VII to the VI triangulation the development of the dilatation was not uniform, alternating zones of positive dilatation with zones of contraction, although the former were prevalent.

Triangulation VIII-VII. — The dilatation becomes negative again

SHEAR.

The trend of the shear is more complex, which is quite natural in view of its definition.

The succession of slidings is closely related to the extent of the displacements and their variations; consequently, unlike dilatation, the zones characterized by positive shears alternate with zones of negative shears on each table.

Passing from one triangulation to another, the zones may maintain approximately the same extensions while the sign changes; but this

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

may occur also according to the trend of the variations which definitely affect the alternating of the signs.

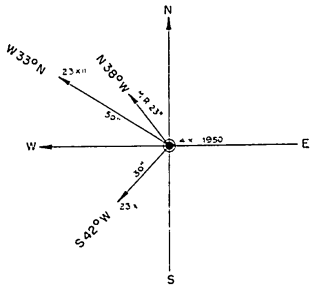


Fig 4

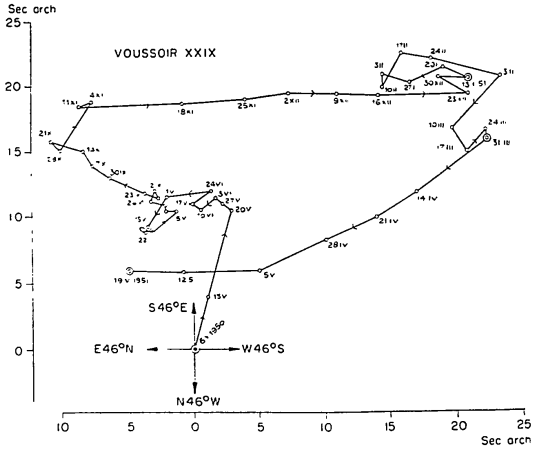


Fig 5

ROTATION.

Unlike shear, this value is less affected by the variations of the extents of the displacements than by the inversion of the direction of the movement.

Since the sign of the movements generally inverts when passing from one triangulation to another, the same happens in the case of rotation.

MAIN DEFORMATIONS.

It is interesting to notice that the trend of the values (of tension and contraction) of the main deformations is closely related to the trend of the dilatation, either positive or negative, considering the shear.

The diagram in this connection is so clear that we think it unnecessary to add further details.

As was already mentioned in the case of dilatation, the continuous lines mark the tensions while the dotted lines mark the contractions.

The table shows the values of the azimuths of the main axes of the deformation ellipses.

As an example, we report (*fig.* 6 *a*, 6 *b*, 6 *c*, 6 *d* et 6 *e*) the graphical values of these elaborations relating to the passage from triangulation IV (May 1950) to triangulation V (July 1950). This period was characterized by the first total filling of the reservoir.

III. — CONCLUSIONS.

From the results of this study several conclusions may be drawn. Some of them, in our opinion, point to unknown aspects of the perturbations relating to the existence of a hydroelectric reservoir and allow us to enlighten other aspects which have been unfairly neglected.

First of all, it should be noted that every triangulation is generally characterized by a single sign (positive or negative) for dilatation. This means that in the whole zone related to the dam and the reservoir — at least in the area subject to geodetic measurements — the " medium " undergoes either expansion (positive dilatation) or contraction contemporarily. Any variation in the intensity and direction of these phenomena results in more or less sensible shears. The main axes of the deformation ellipses (under tension or under contraction) express, through their lengths and directions, the extent of the elastic deformation and the azimuth according to which it acts.

Neither the filling effect nor the thermal one are sufficient to explain the trend of the phenomena observed. The seasonal thermal effect on the valley, as a whole, should also be considered.

The thermal effect on the concrete has repeatedly been observed and calculated. On the other hand the linear expansion factor for cement and concrete is shown by every manual on physical constants as ranging from 10 to 14 × 10^{-6}. Yet the factor for rocks in general

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

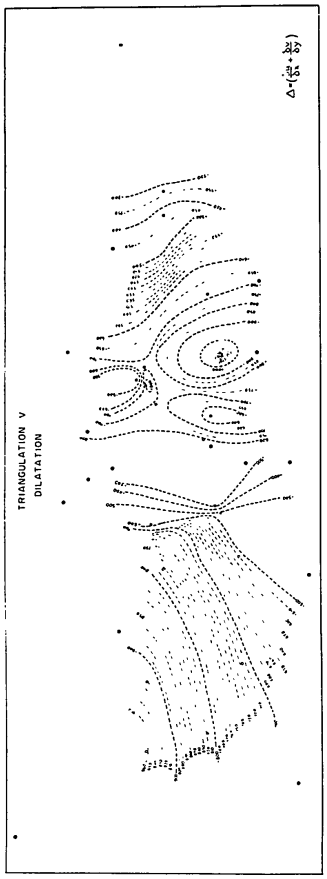


Fig. 6 *a*.
Triangulation V.
Dilatation.

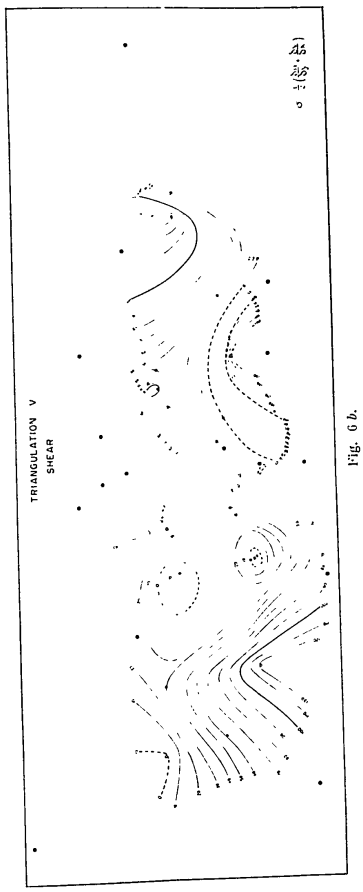


Fig. 6 *b*.
Triangulation V.
Shear.
Cisaillement.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

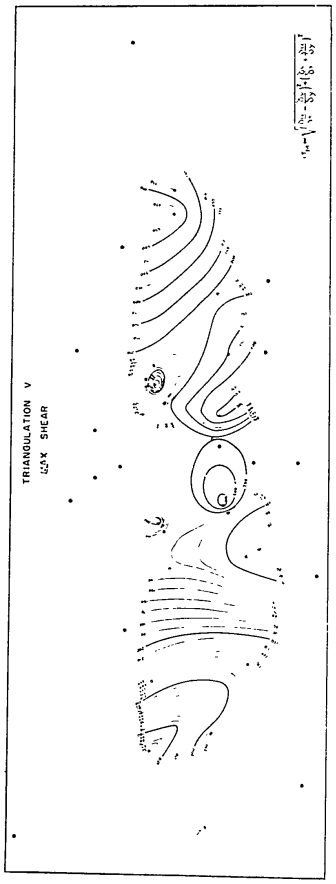


Fig. 6.c
Triangulation V.
Max shear.
Cisaillement maximum.

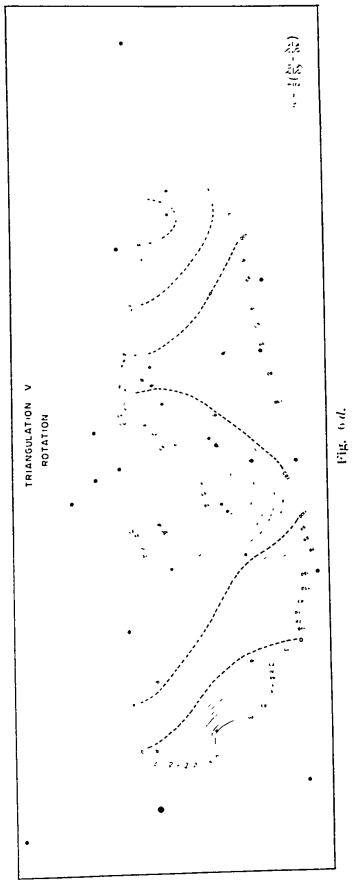


Fig. 6.d.
Triangulation V.
Rotation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

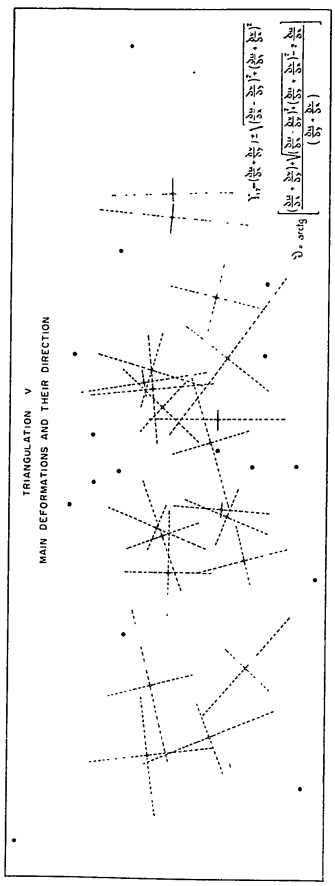


Fig. 6 c.
Triangulation V.
Main deformations and their direction
Déformations principales et leurs directions.

is not negligible in comparison with it, averaging 1 / 10 for marble, 8.3 for granite, 7-12 for sandstone, etc. It should be noted that the thermal effect on the underlying zone can be altered by the vegetation and the loose ground, but it can never be annulled. Research carried out on this subject has proved that the thermal conductivity (i. e. the amount of heat which crosses a unit of surface in a unit of time, owing to a unitary difference in temperature between two surfaces lying at a unitary distance from each other) for various types of ground is far from negligible and it is sensible up to a few metres depth. Loose ground of some thickness may therefore delay or weaken thermal effect on the underlying rock, but not annul it, especially in the zone under examination where large extents of uncovered rock alternate with zones of rock covered with ground of limited thickness.

A seasonal influence of the opening of the valley had already been observed during previous investigations (1). See also figure 1 showing also the angular variations observed from November 1 to December 23, 1950 at Monte Ricco (Pieve di Cadore) which stands on the right side of the reservoir and of the river Pieve, downstream from the dam. These angular variations result from the widening of the valley consequent upon the thermal contraction of the rock.

It is evident that the contraction will vary, along with other conditions, according to the inclination of the rock on the horizon. In the case under examination, the contraction increases along with the height. Suffice it to say that the reservoir maintained a temperature of about 5° C, whereas the temperature outside dropped to 10 and over below zero. Hence a differential effect which increased upwards, as was shown by the clinographs.

Figure 1, however, is not the only proof of the foregoing. In the report of S. A. D. E. cited above we find mention of the development of the angular movements observed in voussoir XXIX (near the right abutment) from filling to emptying (*fig.* 5).

The quick filling of the reservoir (over 70 m from May 5 to May 30, 1950) accounts for the sharp flexion downstream (with a clear component at the right abutment) observed from May 5 to May 20. From May 2 to August 18 there appeared contemporarily a thermal effect (in positive phase) showing a tendency to shift the dam upstream and to the left which was opposed by the filling effect, now going up slowly — except in July when the level of the filling was constant and a slight flexion upwards was felt.

From the end of August onwards the flexion to the left combined with a slightly increasing flexion downstream. At the end of October the flexion tended clearly downstream, while the flexion from abutment to abutment inverted to the right. From the beginning of October to the end of December the flexion tended decidedly and exclusively

(1) *See* P. Caloi, *Osservazioni sismiche e clinografiche presso grandi dighe di sbarramento* (*Annali di Geofisica*, vol. VI, No 3, 1953).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

to the right. Then the flexion upstream made itself felt again tending markedly to the left from April onwards.

In the following deductions it should be remembered that voussoir XXIX is one of the right side voussoirs.

The phenomena we have described cannot be explained if we confine our considerations to the thermal effect on the dam. If this were the case — and the thermal effect on the rocky system to which the dam is fastened, were negligible — an increase in temperature would bend the central portion of the dam upstream, as it actually does. Yet, the side voussoirs should bend towards the respective sides, while in case of thermal changes to the negative, the reverse would occur. In actual fact, while the central voussoirs bend either upstream or downstream according to the increases or decreases in temperature, the side voussoirs bend either towards the centre of the valley or outwards. In the case under examination, voussoir XXIX bends to the left when the temperature increases, to the right when it decreases. This can easily be accounted for. In the first case the rock at the right abutment dilatates while the side voussoirs are pushed to the left; in the second case, the contraction in the rock attracts the side voussoirs which bend to the right (*fig.* 5). During the thermal inversion periods the filling effect prevales with flexions either downstream or upstream, according to circumstances. It may be objected that the flexion phenomena and the thermal variations in the air are not contemporary. But this can also be explained. It has been proved that the thermal wave in the solids is always delayed. The delay varies according to the nature of the solid, reaching 45-60 days with depths of a few metres. This accounts for the delays observed.

A further proof of this is given by the geodetic aspect of the phenomenon. Downstream from the dam — so far from the voussoir as not to be affected by its variations — the effect of thermal variations is prevalent. For example, if we examine the displacements detected at point 6, taking into account the time of observation, we shall see that the direction of the displacements is almost normal to the axis of the bottom of the valley, and the direction is more or less what it should be according to the thermal trend. Actually, the left side is, at least in that zone, far better insolated that the right abutment which is enclosed and woody.

The thermal effect obviously affects also the datum points of the base.

In the zone related to the reservoir the thermal effect is, of course, altered by the variations in level.

The above is confirmed also by the movements in the sides of the reservoir, observed by geodetic means, particularly important is the one between the 9th and the 10th triangulation (2).

Our remarks imply the perturbation action of only two agents : thermal effect and filling effect. We know, however, that other causes

(2) *See* the *S. A. D. E. Ufficio Studi Misure dighe* particular reports on this subject.

of a geophysical and geological nature, either accidental or periodical (recurring at short or century long intervals) may intervene contemporarily — slow bradiseismic movements, related movements of adjacent rocky masses or blocks, etc. The latter effects may sometimes be prevalent thus concealing or giving a contradictory aspect to the others. Facts of this nature were reported also at Pieve, especially in the year 1929.

SUMMARY

After a brief outline of the deformations that may occur in an elastic solid body, the author goes on to interpret, from a geophysical point of view, the values of the displacements of the trigonometric net, as they were observed during eight triangulations which were carried out at the Pieve basin from July 15, 1929 to June 25, 1932.

The conclusions point to unknown aspects of the perturbations relating to the existence of a hydroelectric reservoir.

RÉSUMÉ.

En rappelant les principles fondamentaux sur les déformations qui se produisent dans un corps solide élastique, l'auteur passe à interpréter, du point de vue géophysique, les valeurs des déplacements du réseau trigonométrique observées pendant huit triangulations effectuées dans le bassin du Pieve du 15 août 1929 au 25 juin 1932. Les conclusions donnent évidence aux aspects inconnus des perturbations jointes à l'existence d'un reservoir hydroélectrique.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 77

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

D. TONINI
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

SUR LES VARIATIONS DE LA TEMPÉRATURE A L'INTÉRIEUR DES BARRAGES EN BÉTON (*).

Prof Ing Dino TONINI,

Directeur Bureau d'Études de la Società Adriatica di Elettricità, Venezia (Italie).

1. Parmi les nombreuses expressions basées sur des données expérimentales qui se rapportent aux variations de la température à l'intérieur des barrages en béton, une des plus connues est celle qui est adoptée par l'U. S. B. R. (Bureau of Reclamation des États-Unis d'Amérique) (1) dérivée à son tour des études de Houk (2)

Cette variation, comme on le sait, est habituellement donnée par un diagramme (*fig. 9*), où la variation annuelle maxima de la température, indiquée comme *valeur moyenne* relative à toute l'épaisseur, est en fonction de l'épaisseur (*s*) du barrage

Le diagramme en question correspond pratiquement à la formule

(1) $$q = \frac{115,15}{s + 2,44} \quad (°C \text{ m}^{-1})$$

(*) *On the variations of temperature in the interior of concrete dams.*

(1) U. S. Bureau of Reclamations. *Trial Load Method of Analysing Arch Dams*, Denver, Colorado, 1938.

(2) Ivon E Houk, *Temperature Variations in Concrete Dams* (*Western Constructions News*, December 10, 1930, p. 601)

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

où ϑ est la variation maxima en degrés centigrades, moyenne pour une section de l'épaisseur s en mètres.

Les variations de température résultant de la formule (1) sont employées en particulier pour la détermination des déformations qui se produisent dans les arcs du système arcs-consoles qu'on considère dans le calcul de vérification selon le Trial Load Method (T. L. M.).

La courbe de l'U. S. B. R. a été appliquée même à des barrages italiens; or, compte tenu des données expérimentales pour quelques-uns des barrages voûte de la S. A. D. E. (barrages de Pieve di Cadore, de Val Gallina et du Lumiei), on a pensé qu'il n'était pas inutile de vérifier les fondements de cette application.

2. A cette occasion il est necessaire de rappeler d'abord quelques données sur la méthodologie suivie par Houk et ensuite par le U.S.B R. pour faire ressortir les courbes citées.

De l'examen de 77 données expérimentales relatives aux variations de température de 11 constructions en béton (ponts et barrages) disponibles en 1930, Houk a tiré une première courbe (courbe A_1), de la figure 1, qui donne la variation maxima de la température mesurée, après l'épuisement de la chaleur d'hydratation, en correspondance du *centre* de la section considérée, dont la distance du parement $\left(\frac{s}{2}\right)$ est exprimée par les valeurs des abscisses. D'après les mêmes principes, Houk a tracé une deuxième courbe (courbe B_1 de la figure 1), qui diffère de la courbe A_1 seulement par l'exclusion de quelques-uns des points critiques. La courbe B'_1, d'après l'auteur, est encore supérieure à la moyenne des mesures disponibles et probablement supérieure à la moyenne de tous les points non influencés par la variation de température de l'eau du réservoir; en conclusion, elle serait donc plus que suffisante pour les nécessités pratiques.

Houk remarque en outre que pour les applications on a intérêt à connaître la variation maxima de la température *pour toute l'épaisseur* de la section, plutôt qu'aux diverses distances des parements. A cet effet des courbes sont nécessaires qui doivent donner la variation de température maxima comme valeur moyenne pour toute l'épaisseur plutôt que pour un certain point de la section considérée. Ces courbes peuvent etre tirées facilement des courbes A_1 et B'_1 si l'on considère chaque point des courbes comme le centre d'une section idéale qui a une épaisseur double de la distance représentée par l'abscisse correspondante.

Sur la base de ces considérations les courbes A_1 et B_1 entre l'axe des ordonnées et une valeur donnée de l'abscisse représentent la variation maxima de la température dans les divers points entre le parement et le centre de la section, étant donné que l'axe des ordonnées représente le parement du barrage. Par conséquent l'aire comprise entre les courbes A_1 et B_1, à gauche de chaque ordonnée, divisée par l'abscisse correspondante à cette ordonnée-là, donne la variation *moyenne* maxima de la température pour une section ayant une épaisseur égale

au double de la distance représentée par l'abscisse choisie. Les courbes A_1 et B_1 ainsi obtenues sont rapportées dans la figure 2, où en abscisse, cette fois, figure toute l'épaisseur s de la section. Sur la même figure

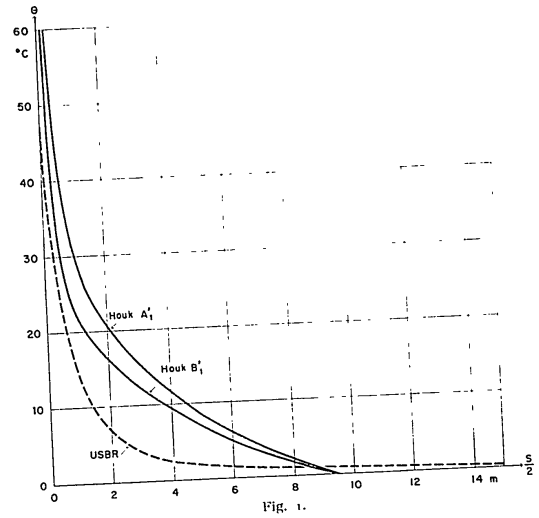


Fig. 1.

Courbes du type (*a*)

Variation maxima (ϑ) de la température au centre des sections avec épaisseurs différentes (s) d'après Houk (courbes A_1 et B_1) et d'après l'U.S B.R

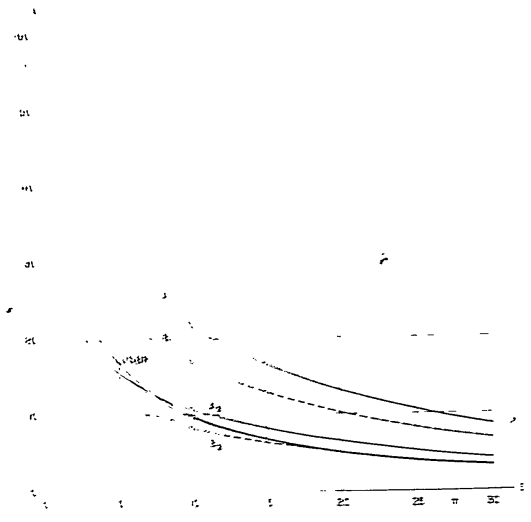
Type (a) curves

Maximum variation (ϑ) of the temperature in the centers of sections having different thicknesses, obtained with Houck's method (curves A_1 and B'_1) and with U S B R method

sont rapportées deux autres courbes A_2 et B_2 qui donnent les variations de valeur égales *à la moitié de celles* qui sont données par les courbes A_1 et B_1; c'est-à-dire, d'après l'auteur, les variations qu'on aurait dans la construction dans le cas où un parement se trouvât isolé au point d'empêcher tout flux de chaleur à travers sa surface.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8



[illegible] amont ne devrait pas être calculée sur la base des variations de température de l'atmosphère, mais sur la base des variations de la température de l'eau du réservoir. En effet, les variations saisonnières de la température de l'eau du réservoir suivent la variation de la tem-

pérature de l'atmosphère à proximité de la surface, mais décroissent rapidement avec la profondeur, au point d'être pratiquement négligeables, comme il résulte d'après quelques mesures citées par Houk, autour de 33 m. A partir de cette profondeur le parement amont du barrage peut être alors considéré comme complètement protégé contre les variations extérieures de la température, au point de rendre justifiable l'application des courbes A_2 et B_2 à la place des courbes A_1 et B_1. A ce propos il faut cependant remarquer que ces considérations peuvent être appliquées seulement pour les parties de la construction qui se trouvent *d'une manière permanente* sous une hauteur d'eau d'au moins 33 m; donc, en principe elles ne sont pas applicables aux constructions, où la fonction du réservoir consiste pour la plupart non dans la formation de la chute mais dans la régulation des volumes avec variations conséquentes considérables dans les niveaux des eaux.

4. L'U. S. B. R., en suivant les principes de Houk a ensuite élaboré des courbes du même type des A_2 et B_2 pour les barrages Deadwood; Gibson; Owyhee; Hoover; Gerber et Thief Valley, en tenant compte des moindres variations de la température de l'eau sur le parement amont et des diverses variations de température de l'atmosphère propres pour chaque localité. Il faut rappeler que les différences entre les diverses courbes sont résultées considérables dans les cas d'épaisseurs inférieures à 6 m environ et encore sensibles pour des épaisseurs (s) allant jusqu'à 16 m environ. A partir des épaisseurs de 30 m environ, les courbes coïncident, ce qui signifie qu'à cette valeur correspondent, pour les barrages en question, des profondeurs plus grandes que 33 m. Afin de compléter l'exposition les courbes en question sont rapportées dans la figure 3.

La courbe qui se rapporte au barrage Gibson est inférieure à la courbe des barrages Owihee et Hoover en correspondance avec l'épaisseur de 16 m, pour le fait que cette épaisseur est atteinte par le barrage Gibson à 33 m de profondeur, tandis qu'elle est atteinte à 18 m de profondeur pour le barrage Owihee, et carrément dépassée sur le couronnement pour le barrage de Hoover, où il y a déjà une épaisseur de 13,5 m.

Des différences plus importantes s'observent toutefois pour les arcs minces, comme cela résulte des courbes qui se rapportent aux barrages Gerber et Thief Valley en comparaison avec celles des barrages Deadwood: Gibson; Owihee et Hoover; pour ces quatre derniers on peut même penser à une courbe moyenne unique.

5. Le calcul d'une courbe spéciale pour chaque type de barrage peut se justifier quand on se trouve en présence d'une construction d'importance particulière : toutefois, étant donné la dispersion et la limitation des observations qui ont servi pour tracer les courbes A_1 et B_1, A_2 et B_2 il ressort enfin peut-être plus fondée l'application d'une courbe moyenne étudiée de façon à compenser les différences respectives.

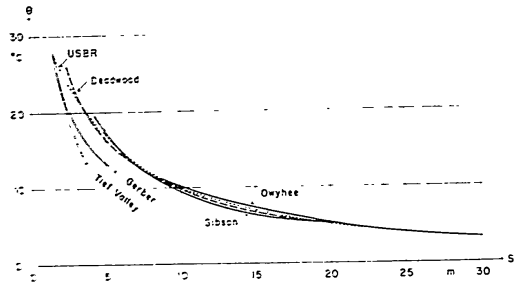
En se basant sur ces considérations l'U. S. B. R. a tracé une courbe moyenne qui est celle dont l'équation (I) rapportée dans les figures 4

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

et 3. Cette courbe est conseillée pour les barrages en béton à voûte gravité ayant une section similaire et non plus mince que le barrage Deadwood.

L'emploi de cette courbe implique que la valeur d'hydratation soit pratiquement épuisée avant la fermeture des joints; l'U. S. B. R. conseille aussi de prendre comme valeur de la variation pour le projet la moitié de la valeur donnée par la courbe si la fermeture est faite quand la température de la construction coïncide avec la température



Fig

Courbes du type (*b*)

Variation maxima [illegible] de la température moyenne pour toute l'épaisseur (s) en fonction de l'épaisseur même.
pour quelques-uns des barrages U S

Type (b) curves

Maximum variation [illegible] of average temperature through entire thickness (s), as a function of the thickness itself.
for some dams in the United States of America

moyenne de la variation annuelle du béton, variation qu'à son tour est fonction de la variation de température de l'atmosphère et de la variation de température de l'eau du réservoir.

Afin de faire les nécessaires comparaisons, de la courbe U. S. B. R. on a tirée aussi une courbe du type A ou B. de Houk rapportée dans la figure 1.

6. Les variations maxima de la température, comme elles résultent d'après des nombreuses observations au centre de diverses sections des barrages de *Pieve di Cadore* (observations pour la période 1952-1955), de *Val Gallina* (observations pour la période 1953-1955); de *Lumiei* (observations pour la période 1949-1955), ont été élaborées avec la

méthodologie indiquée par Houk. Ces courbes sont rapportées dans le diagramme de la figure 4, avec celle du même type tirée de la courbe du U. S. B. R. déjà rapportée dans le diagramme de la figure 1.

On remarque aussitôt comme les courbes qui se rapportent aux

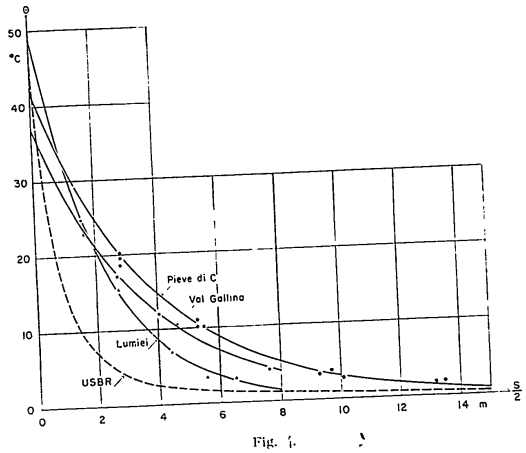


Fig. 4.

Courbes du type (*a*)

Variation maxima (θ) de la température au centre de sections avec épaisseurs différentes (s) relevée dans quelques-uns des barrages de la S. A. D. E.

Type (a) curves

Maximum variation (θ) of temperature in the centers of sections having different thicknesses (s), observed in some dams of S. A. D. E.

barrages de la S. A. D. E. sont toutes, particulièrement dans la partie centrale, plus hautes que les courbes correspondantes du U. S. B. R., ce qui est probablement dû au fait, déjà indiqué, que les barrages de la S. A. D. E. sont soumis à des variations considérables de charge, donc à des régimes thermiques amont moins stables que ceux des barrages américains.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les trois courbes des barrages de la S. A. D. E. sont suffisamment regularisées par les expressions du type :

$$(a)\quad \begin{cases} \text{1. Pieve di Cadore} & \theta = 41.6\exp\left(-\dfrac{s}{0.36}\right), \\ \text{2. Val Gallina} & \theta = 46.7\exp\left(-\dfrac{s}{0.39}\right); \\ \text{3. Lumiei} & \theta = 40.0\exp\left(-\dfrac{s}{0.41}\right). \end{cases}$$

ou s profondeur par rapport aux parements du thermomètre central (demi-épaisseur du barrage). Le coefficient de l'exponentiel est évidemment égal à la variation thermique maxima qu'on a théoriquement sur le parement. Le facteur numérique de l'exposant est joint avec les caractéristiques qui interviennent dans le flux thermique du béton.

Afin de traiter la question d'une manière uniforme on a tiré une expression du même type pour la courbe U. S. B. R. aussi qui, d'une façon suffisamment approximée, est donnée par la formule

$$\text{U. S. B. R.} \qquad \theta = 47.2\exp\left(-\frac{s}{0.38}\right).$$

Les courbes dont les expressions (*a*) ont été ensuite traitées comme il a été indiqué dans le point 2 afin d'obtenir les valeurs des variations moyennes maxima pour toute la section, les courbes résultantes sont rapportées dans les diagrammes de la figure 5, comme d'habitude, avec la courbe de l'U. S. B. R. Les équations expérimentales pour les courbes de la S. A. D. E. résultent les suivantes :

$$(b)\quad \begin{cases} \text{1. Pieve di Cadore} & \theta = \dfrac{41.6}{0.115}\left[1-\exp\left(-0.115s\right)\right] \\ \text{2. Val Gallina} & \theta = \dfrac{46.7}{0.115}\left[1-\exp\left(-0.115s\right)\right] \\ \text{3. Lumiei} & \theta = \dfrac{40.0}{0.115}\left[1-\exp\left(-0.115s\right)\right] \end{cases}$$

ou s est l'épaisseur du barrage.

On a tracé aussi une courbe moyenne pour les observations fournies par les barrages de la S. A. D. E., où chaque ordonnée est la moyenne des valeurs des trois ordonnées originelles.

L'expression analytique correspondant à cette courbe moyenne a la formule

$$(c) \qquad \theta = \frac{42.1}{0.115}\left[1-\exp\left(-0.115s\right)\right]$$

tandis que celle du même type, relative à la courbe de l'U. S. B. R. résulte la suivante

$$(d) \qquad \theta = \frac{47.2}{0.115}\left[1-\exp\left(-0.115s\right)\right]$$

expression qui peut remplacer, avec moins d'approximation, la formule (1).

7. Les données expérimentales disponibles ont été utilisées, par la suite, d'une autre façon, afin de tenir compte de la distribution effective de la température à travers la section, distribution qui n'est pas symétrique comme a été admis dans l'élaboration qui a porté aux équations du type (*b*).

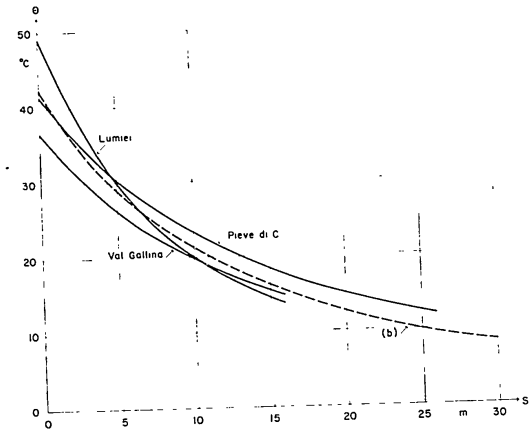


Fig. 5

Courbes du type (*b*)

Variation maxima (θ) de la temperature moyenne pour toute l'épaisseur (*s*) en fonction de l'épaisseur même, élaborée pour quelques-uns des barrages de la S. A. D. E. d'après la méthode de Houk

Type (b) curves

Maximum variation (θ) of average temperature through entire thickness (s), as a function of the thickness itself, calculated with Houk's method for some dams of S. A. D. E.

Autrement dit, parmi toutes les courbes de distribution des températures qui se rapportent à une épaisseur donnée, on a identifié des courbes qui délimitent l'aire maxima et minima par rapport à l'axe des abscisses, courbes qu'on prend comme représentatives de la distri-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

bution de la température maxima et minima. La différence algébrique entre les deux aires par rapport à l'abscisse correspondant à l'épaisseur du barrage, représente évidemment la variation moyenne maxima.

Les courbes tirées des valeurs ainsi obtenues sont rapportées dans la figure 6 ensemble avec la courbe moyenne obtenue de la façon sus-

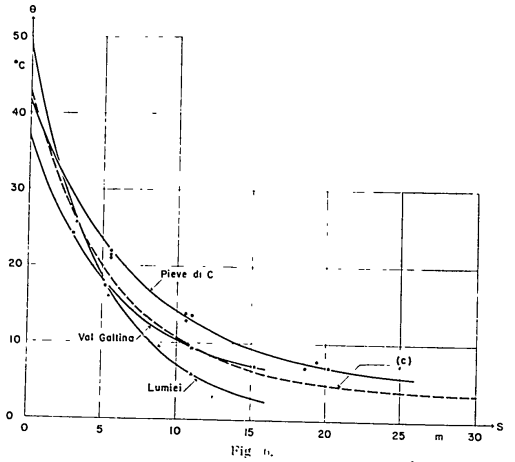


Fig. 6.

Courbes du type (c).

Variation maxima (θ) de la température moyenne pour toute l'épaisseur (s) en fonction de l'épaisseur même, tirée des données effectives expérimentales pour quelques-uns des barrages de la S. A. D. E.

Type (c) curves

Maximum variation (θ) of average temperature through entire thickness (s), as a function of the thickness itself, obtained from actual experimental data for some dams of S. A. D. E.

indiquée. Cette courbe (c), ramenée analytiquement au type des (*b*) résulte de la formule

$$\theta = \frac{\theta_{max}}{0{,}85}\left[1 - \exp\left(-0{,}85\frac{s}{s_{max}}\right)\right]$$

qui, enfin, a été réduite en forme unitaire pour ce qui concerne la valeur de la variation sur le parement de façon à être adoptée à n'importe quelle valeur de la variation même (*fig. 7*).

8. Comme conclusion, dans la figure 8 sont rapportées les courbes moyennes S. A. D. E. des types (*b*) et (c) en plus de la courbe U. S. B. R.

Il ressort que la courbe S. A. D. E. du type (*b*) est considérablement plus haute (environ le double) que la courbe U. S. B. R. qui, par contre, coïncide pratiquement, particulièrement dans les parties moyennes et finales, avec celle de la moyenne S. A. D. E. du type (*c*).

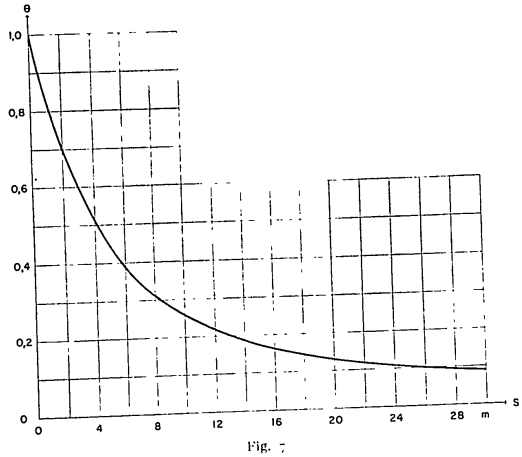


Fig. 7.

Moyenne des courbes du type (c)
reduite à l'unité pour ce qui concerne la variation maxima
possible en correspondance avec un parement.

Average of type (c) curves reduced to unit value,
as far as the maximum possible variation corresponding to a dam face is concerned.

A ce propos il faut remarquer que les valeurs de la courbe moyenne S. A. D. E. du type (*c*) sont des valeurs expérimentales relatives aux variations effectives de température dans des barrages-voûte, valeurs donc qui au moment du projet il ne serait pas licite de réduire ultérieurement comme, par contre, recommandé par l'U. S. B. R dans le cas de fermeture des joints à température moyenne. Dans le cas en question on fait remarquer que les joints des barrages du Lumiei, de Pieve di Cadore et de Val Gallina, qui sont ceux d'où l'on a obtenu les données expérimentales, ont été fermés, selon la tradition construc-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tive italienne, quand la construction était à la température *minima*; par conséquent la courbe U. S. B. R. pourrait être appliquée dans ce cas à condition de prendre les valeurs *entières*.

D'après ce que nous venons d'exposer, on peut faire ressortir que la fermeture des joints à température moyenne, et non à température minima, porterait à la constitution d'une marge ultérieure de sûreté

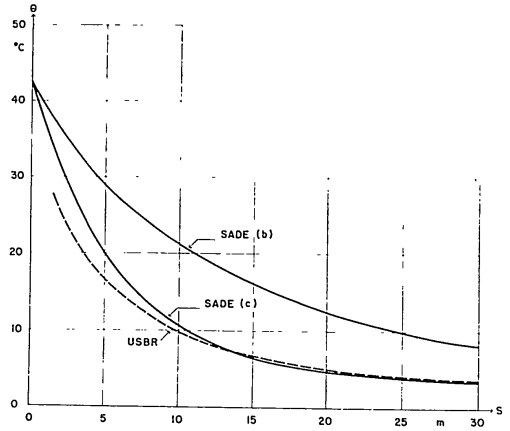


Fig. 8.

Comparaison entre les courbes moyennes des types (*b*) et (*c*) de la S. A. D. E. et la courbe du U. S. E. R.

Comparison between average curves of types (b) and (c) of S. A. D. E. and the curves of U. S. B. R.

à l'égard des efforts dus aux variations thermiques, toujours en admettant qu'on puisse faire abstraction de la chaleur de prise.

9. Pour compléter l'argument nous avons cru qu'il était nécessaire d'examiner comment peut changer la *variation maxima de la température de l'air* en fonction de la hauteur du barrage, en admettant comme égale à l'unité la variation au sommet. Ces variations, rapportées sous forme de diagramme dans la figure 9 apparaissent bien différentes et considérablement plus grandes que les variations qu'on aurait en appliquant les gradients thermiques normaux.

Il faut toutefois remarquer que les observations à l'examen sont effectuées avec les thermomètres installés en proximité du parement, à la suite de quoi les valeurs résultantes sont sensiblement influencées par la diffusion et par l'irradiation de la chaleur, outre que par la situation et la forme de la vallée et par le type et l'orientation du barrage.

Avec le même procede on a examiné les *variations de la température de l'eau* rapportées sous forme de diagramme dans la figure 9. Pour la bonne interprétation de ce diagramme il faut tenir compte, en dehors des causes déjà indiquées pour les variations de l'air en aval, du fait que la charge d'eau sur les thermomètres n'est pas toujours constante,

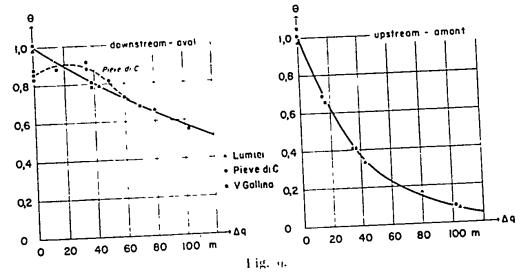


Fig. 9.

Variation maxima (θ) de la temperature sur les parements en fonction de la profondeur (Δq) à partir de l'arc du couronnement, où la variation (θ) est réduite à l'unite

Maximum variation (θ) of temperature at the dam's faces, as a function of depth (Δq), beginning at the arch of the crest where the variation (θ) is reduced to unit value

ce qui ne peut pas rester sans influence sur le cours de la température de l'eau, particulièrement dans les couches supérieures

10. Il m'est agreable de rappeler et de remercier ici pour leur efficace contribution à la rédaction de ce Mémoire mes collaborateurs, le Professeur Romolo Pasquali et M. Egisto Piancastelli du Bureau d'Études de la S. A. D. E.

RÉSUMÉ.

Tout d'abord on a exposé les critériums suivis par Houk et par le Bureau of Reclamation des États-Unis d'Amérique pour évaluer les variations de température dans les barrages voûte en fonction de l'épaisseur. Avec les données expérimentales tirées des barrages de Lumiei, de Pieve di Cadore et de Val Gallina on a successivement

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

vérifié la validité de l'expression de Houk qui apparaît de caractère général et applicable, dans les limites indiquées par l'auteur, à tout type de barrage voûte en béton.

SUMMARY.

The principles followed by Houk and the Bureau of Reclamation of the United States of America in calculating the temperatures variations in arch dams as a function of thickness are first considered. The validity of Houk's expression is then ascertained with experimental data obtained from the Lumiei, Pieve di Cadore, and Val Gallina dams, from which it appears that, within the limits mentioned by the author, the expression has a general character and is applicable to every type of concrete arch dam.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958

PARIS — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

vérifié la validité de l'expression de Houk qui apparait de caractère général et applicable, dans les limites indiquées par l'auteur, à tout type de barrage voûte en béton.

SUMMARY.

The principles followed by Houk and the Bureau of Reclamation of the United States of America in calculating the temperatures variations in arch dams as a function of thickness are first considered. The validity of Houk's expression is then ascertained with experimental data obtained from the Lumiei, Pieve di Cadore, and Val Gallina dams, from which it appears that, within the limits mentioned by the author, the expression has a general character and is applicable to every type of concrete arch dam.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 78

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

D. TONINI
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LES DÉPLACEMENTS RELEVÉS SUR LE BARRAGE DE PIEVE DI CADORE COMPARÉS AVEC LES DÉPLACEMENTS INDIQUÉS PAR LES CALCULS ET PAR LES ESSAIS SUR MODÈLES (*).

Prof. Ing. Dino TONINI,

Directeur du Bureau d'Études
de la Società Adriatica di Elettricità, Venezia (Italie).

1. Les déplacements du barrage de Pieve di Cadore (1) sont l'objet d'observations systématiques qui depuis l'achèvement du barrage (novembre 1949) continuent toujours au moyen d'un réseau géodésique de précision et de collimation et d'une série de pendules et de clinomètres dont le schéma d'installation est rapporté, pour ce qui concerne le présent travail, dans les dessins de la figure 1.

(*) *Displacements recorded by instruments on the Pieve di Cadore dam in comparison with the results obtained from calculation and tests on models.*

(1) Pour des renseignements plus détaillés sur le barrage de Pieve di Cadore, *voir* Società Adriatica di Elettricità : *Impianto Idroelettrico Piave-Boite-Maè-Vaiont*. Édition *L'Energia Elettrica*, Milan, 1956.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

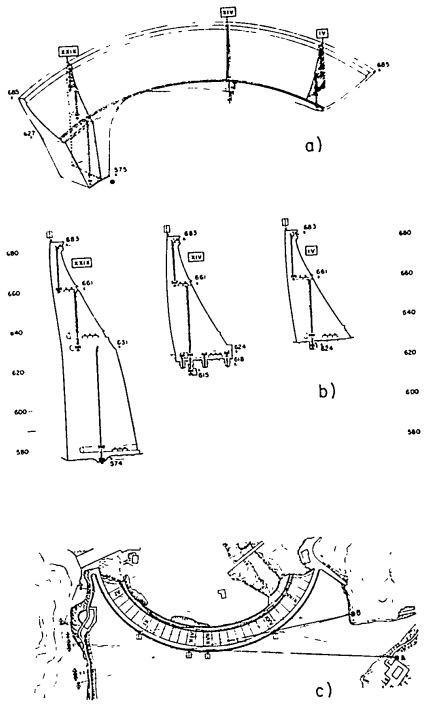


Fig. 1 *a*.

Barrage de Pieve di Cadore.

Axonométrie générale avec indication des sections avec pendules, clinomètres et mires de collimation

Pieve di Cadore dam.

Axonometrical view showing the sections with pendulums, inclinometers and collimation signals.

En particulier on relève :

a. avec des mesures géodésiques : les déplacements planimétriques et altimétriques de plusieurs points situés dans l'arc du couronnement, l'arc de base, le long du parement aval et aussi le long de la rive du bassin en amont et en aval du barrage;

b. avec des mesures aux collimateurs (mesures d'alignements) : les déplacements de l'arc du couronnement par rapport aux coulées;

c. avec des mesures aux pendules : les déplacements et les rotations de l'arc du couronnement, de l'arc moyen et de l'arc de base par rapport au plan des fondations ou au plan supérieur du tampon;

d. avec les mesures aux clinomètres : les rotations de l'arc du couronnement, de l'arc moyen et de l'arc de base par rapport au plan des fondations.

Les mesures pour chacun des trois arcs (du couronnement, moyen et de base), dont les cotes ne sont pas exactement les mêmes pour les divers plots et les divers appareils, sont référées aux trois plans verticaux, orientés d'après le rayon du barrage passant par leur point d'intersection avec l'arc. De ces trois sections une est proche à la section en clé (plot XIV considéré conventionnellement comme console centrale), tandis que les autres sont proches respectivement à la coulée gauche (plot IV) et à la coulée droite (plot XXIX).

2. Une comparaison entre les mesures des déplacements relevées dans la construction (*mesures structurales*) et les mesures obtenues avec les calculs (*mesures analytiques*) ou avec les essais sur modèle (*mesures expérimentales*) demande tout d'abord une coordination et une interprétation des mesures structurales, dont la série a été utilisée à partir du commencement des mesures (novembre 1949) jusqu'à la fin de décembre 1955. Les différentes mesures sont complétées par les observations relatives à la charge hydrostatique, à la température atmosphérique moyenne et à la température moyenne de la construction, cette dernière étant déterminée comme moyenne pondérale des températures moyennes des arcs, en tenant compte de la quote-part du volume de la construction qu'on peut assigner à l'influence de chaque arc.

— LÉGENDE DE LA FIGURE 1 (*suite*)

Fig. 1 *b*.

Détails de l'installation des pendules et des chaînes clinométriques.

Details of the installation of pendulums and chains on in-clinometers.

Fig. 1 *c*.

Schéma en plan de la collimation.

Plan of collimation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

A propos des mesures structurales il faut remarquer qu'en général elles ont été effectuées et conséquemment élaborées sur la base de la *moyenne de diverses mesures relatives à un intervalle de temps d'une certaine extension*, plutôt que sur la base de la moyenne du même nombre de mesures relatives à un moment déterminé. En effet, quand on considère qu'un barrage est soumis à des conditions de charge qui varient continuellement (variations de la charge thermique, des conditions géophysique des fondations et des coulées et de la chargehydrostatique même si elle est apparemment constante vagues, seiches, etc.), la moyenne des mesures répétées plusieurs fois dans un moment déterminé, pour lequel il serait difficile de préciser le vrai état de sollicitation, aurait pratiquement une signification très limitée. Si par contre, les mêmes mesures se réfèrent à un intervalle de temps d'une certaine extension, la moyenne de ces mesures peut être prise comme caractéristique de l'état moyen de sollicitation de la construction pendant le même intervalle : état moyen qui pour la compensation mutuelle qu'entre temps, au moins en partie, on a entre les facteurs transitoires et accidentels, apparaît comme plus facilement déterminable.

3. *Les mesures de collimation* sont effectuées avec un collimateur Galileo de deux bases distinctes A et B de la rive droite sur quatre mires dont deux centrales (mire 2 du plot XVII exactement en clé : mire 3 du plot XIV prise conventionnellement comme console centrale) et deux latérales (mire 1 sur le plot XXV et mire 4 sur le plot IX). On peut ainsi déterminer les déplacements de la construction d'après deux axes : y (*composante radiale*) qui coïncide avec la direction du rayon de l'axe du barrage passant par le point où est située la mire, et x (*composante axiale*), perpendiculaire à celui-ci. Les observations relatives aux composantes radiales et axiales des quatre mires, entendues comme moyennes décadiques, sont rapportées dans les diagrammes de la figure 2.

La dispersion des points augmente avec l'augmentation de la distance des mires des bases de mesure : la bande d'erreur le long de chaque coordonnée n'est pas déterminée rigoureusement, n'étant pas pratiquement possible d'effectuer plus de quatre lectures pour chaque observation. Toutefois, d'après les indications fournies par le constructeur du collimateur et sur la base des considérations pratiques il a été convenu d'assigner à l'erreur moyenne d'observation m une valeur en fonction de la précision angulaire de pointage de la mire mobile de 0,5 s, c'est-à-dire de 0,25 mm tous les 100 m. Puisqu'on considère la moyenne de dix observations, l'erreur M de cette moyenne est

$$M = \frac{m}{\sqrt{10}} = \frac{m}{3},$$

à la suite de quoi l'erreur qui est à craindre $t = 3\,M$ de la moyenne de 10 jours peut être considérée égale à l'erreur moyenne de chaque observation.

1. *Les mesures aux pendules* sont effectuées avec des coordimètres à contact Huggenberger et des coordimètres optiques Galileo en correspondance avec le plot IV de la cote 682,30 à la cote 661,10; de la cote 658,7 à la cote 631,1 et 624,0; le plot XIV de la cote 682,30 à la cote 661,10, de la cote 658,70 à la cote 624,90 et 615,6; le plot XXIX

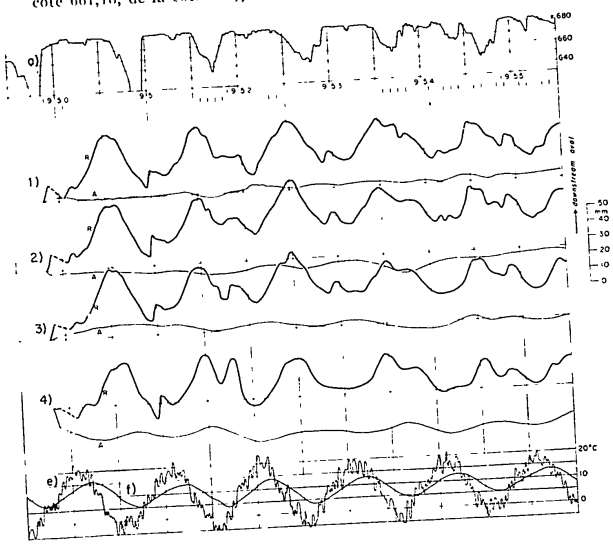


Fig. 2

Mesures de collimation
composantes radiales R et axiales A aux mires 1, 2, 3 et 4.

a, cote de l'eau dans le bassin;
e, température moyenne de dix jours de l'air;
f, température moyenne du barrage.

Measurements from collimators .
radial componente R *and axial components* A *at collimation signals* 1, 2, 3 *and* 4

a, water level in reservoir,
e, ten days average air temperature,
f, average dam temperature

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de la cote 682,30 à la cote 661,1; de la cote 658,70 a la cote 631,3. ; de la cote 630,6 à la cote 580,3 et 574,7. Les erreurs à craindre dans les lectures peuvent être considerées negligeables et en quelque manière

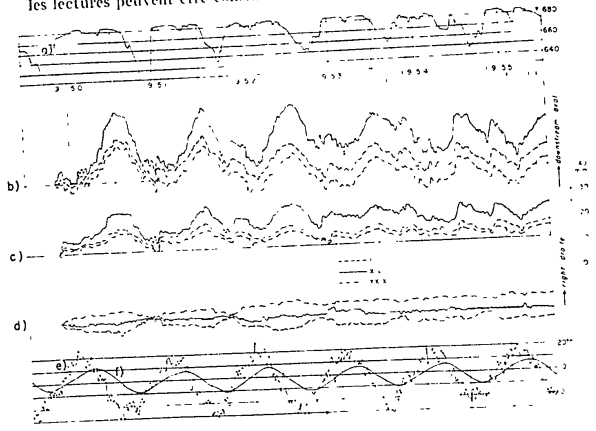


Fig. 3.

Mesures aux pendules :

b, déplacements radiaux à la cote 682,30,
c, déplacements radiaux à la cote 658,70,
d, déplacements latéraux à la cote 682,30,

base à la cote 634,0 (plot IV), à la cote 631,0 (plot XIV), à la cote 631,3 (plot XXIX)

a, cote de l'eau dans le bassin,
e, température moyenne de dix jours de l'air
f, température moyenne du barrage.

Zéro conventionnel : 1er mai 1956.

Measurements from pendulums

b, radial displacements at elevation 682,30,
c, radial displacements at elevation 658,70
d, lateral displacement at elevation 682,30

Base at elevation 634,0 (block IV), at elevation 631,0 (block XIV), at elevation 631,30 (block XXIX)

a, water level in reservoir;
e, ten days average air temperature,
f, average dam temperature

Conventional zero : 1st May 1956

comprises dans l'épaisseur du trait du graphique. Les observations référées aux mêmes axes cartésiens des mesures par collimation sont rapportées dans le diagramme de la figure 4 qui donne les déplacements radiaux de l'arc du couronnement (à la cote 682,30) et de l'arc moyen (à la cote 658,70) et aussi des déplacements axiaux de l'arc du couronnement (à la cote 682,30) référés respectivement à la

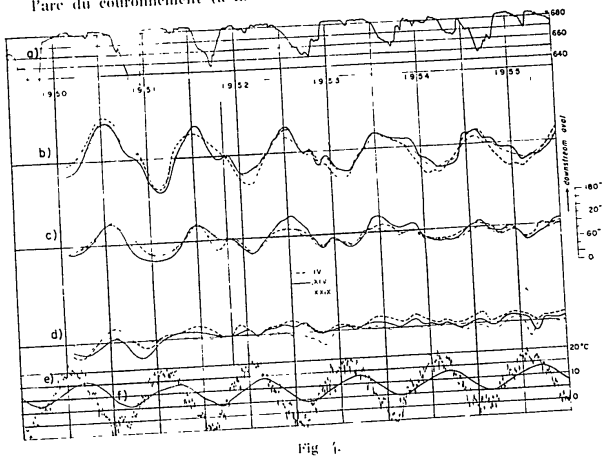


Fig. 4.

Mesures aux clinomètres : rotation moyenne de la chaîne :

b, à la cote 682,90.
c, à la cote 661,00.
d, à la cote 631,10 (plot IV), à la cote 634,10 (plot XIV), à la cote 634,10 (plots XXIV-XXIX)

Zéro conventionnel : 1er mai 1956

a, cote de l'eau dans le bassin;
e, température moyenne de dix jours;
f, température moyenne du barrage.

Measurements from inclinometers : average station of the chains :

b, at elevation 682,90;
c, at elevation 661,0.
d, at elevation 631,10 (block IV), at elevation 634,10 (block XIV), and at elevation 634,10 (blocks XXIV-XXIX)

a, water level in reservoir;
e, ten days average air temperature;
f, average dam temperature

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

cote 624,0 (rocher de fondation) pour le pendule en correspondance avec le plot IV; à la cote 615,60 (rocher de fondation) pour le pendule en correspondance avec le plot XIV et, enfin, à la cote 651,10 (plan supérieur du tampon) pour le pendule en correspondance avec le plot XXIX.

5. *Les mesures aux clinomètres* donnent les rotations moyennes des chaînes clinométriques situées dans les tunnels de l'arc du couronnement à la cote 682,90 pour les plots IV, XIV et XXVIII; de l'arc moyen à la cote 661,0 pour les mêmes plots et de l'arc de base à la cote 631,10 pour le plot IV, à la cote 624,10 pour le plot XV et à la cote 634,40 pour le plot XXIV (moyenne arithmétique des observations de tous les clinomètres qui composent la chaîne). Ces observations sont particulièrement intéressantes à partir du 1er mai 1957, c'est-à-dire depuis qu'on a employé systématiquement les lectures conjointes, limitées précédemment à des mesures faites de temps à autre afin de vérifier les constantes de jaugeage de l'appareil. Les résultats de ces mesures sont résumés dans le diagramme de la figure 4.

6. Les éléments ainsi rassemblés, mesures aux collimateurs, aux pendules et aux clinomètres, ont été utilisés pour la détermination de la courbe de déflexion moyenne mensuelle du plot central XIV, le calcul

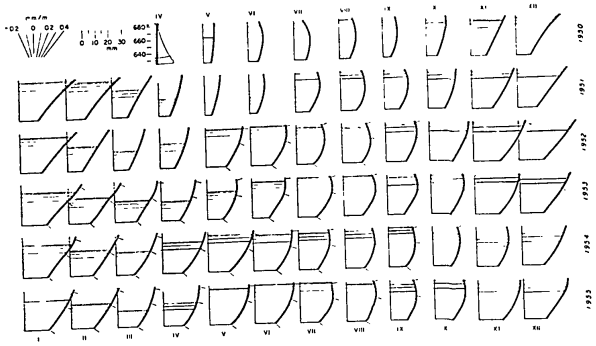


Fig. 5

Courbes de déflection de la console centrale (plot XIV) relevées aux pendules et aux clinomètres. Moyennes mensuelles Zéro conventionnel : avril 1956 avec référence à l'alignement de collimation

Deflection curves of the central block recorded from pendulums and inclinometers. Monthly averages. Conventional zero : April 1956 with reference to the alignment of collimation.

ayant été limité pour le moment à ce plot seulement à cause des difficultés qu'il présente.

Sur la base des mesures de collimation, de la mire A A la courbe comprend aussi le déplacement de la base de la construction par rapport au rocher de fondation (*déplacement de la base*), en adjectivant comme fondamentaux la situation de l'Avril et l'alignement de collimation. Ce déplacement de la base de la construction peut être provoqué par une translation relative à la structure-rocher ou par des rotations d'étendue diverse dans la construction et dans le rocher. Les caractéristiques de ces courbes de déflexion pour le mois auquel elles se rapportent, ensemble avec la charge hydrostatique moyenne, sont rapportées dans les diagrammes de la figure 5 où, à partir du mois de mai 1957, sont mises aussi en évidence les rotations aux diverses cotes.

7. Les déplacements du plot XIV tirés des mesures aux collimateurs et aux pendules, rapportés au plan de fondation de la construction (*déplacements relatifs*) ont été, à la fin, comparés avec les déplacements du même plot qu'on obtient des mesures géodésiques rapportées à une base suffisamment éloignée de la construction par interaxes fixes (*déplacements absolus*).

Les coordonnées (avec orientation radiale) des mesures aux pendules et au collimateur coïncident sensiblement avec les coordonnées du réseau géodésique.

Dans le diagramme A de la figure 6 on a rapporté, en fonction du temps, les déplacements absolus du repère du couronnement tirés des mesures géodésiques; ces déplacements sont représentés par des rectangles hachurés où l'abscisse représente le temps employé pour effectuer la triangulation et l'ordonnée le domaine d'incertitude des mesures autour de la valeur la plus probable (ordonnée moyenne) (2).

Du même repère on a tiré les déplacements relatifs au couronnement du barrage et précisément par rapport aux points 9 et 8 situés respectivement à proximité de la base de collimation B et de la correspondante mire fixe. Ces déplacements représentés par des rectangles noirs, tracés en se basant sur les critériums précédemment indiqués, devraient correspondre aux déplacements du même point mesurés au collimateur et représentés avec un diagramme continu. En effet la coïncidence peut être retenue satisfaisante si l'on tient compte de la correspondance imparfaite entre les stations trigonométriques et les bases de collimation.

---

(2) Sur la base de la théorie des erreurs on a déterminé le domaine d'incertitude des mesures citées, limité toutefois, pour ce qui concerne les mesures géodésiques, à huit triangulations sur dix-huit, étant donné le grand travail demandé pour chaque détermination. La valeur moyenne du susdit domaine d'incertitude est résultée de ± 0,75 mm sans différences sensibles entre les diverses mesures, ce qui d'ailleurs nous démontre le fondement et la constance dans le temps des mesures géodésiques. Cette valeur moyenne a été étendue aux mesures géodésiques pour lesquelles on n'a pas calculé directement le domaine d'incertitude

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Dans le diagramme B de la figure 4 par contre, sont rapportées les courbes de déflexion obtenues géodésiquement des mesures effectuées sur les cinq repères G situés à cotes différentes sur le parement aval du plot XIV. Ces mesures ont été élaborées de façon à les rendre comparables avec les courbes de déflexion obtenues des pendules qui, à leur tour, sont référées à une base conventionnelle à partir du corps du plot. Les valeurs moyennes mensuelles de ces courbes obtenues des pendules ont été déjà reportées dans les diagrammes de la figure 5, tandis que maintenant elles comparaissent avec les valeurs relatives

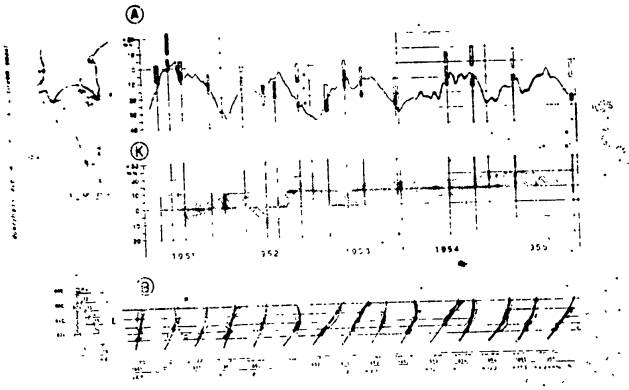


Fig. 6 K.

Déplacements absolus et relatifs du plot XIV mesurés géodésiquement et par collimation

Absolute and relative displacements of the central block, measured geodetically and by collimation.

Comparaison des courbes de déflexion obtenues à l'aide des pendules (P) avec celles déformées obtenues géodésiquement (G).

Comparison between the deflexion curves obtained by the pendulums (P) and the same curves obtained geodetically (G).

Fig. 6 K.

Valeurs plus probables des déplacements absolus

The most likely figures for the absolute displacements

au jour (ou moyenne des jours) où la triangulation a été faite. Puisque les déplacements relevés à l'aide des pendules sont référés à une base *conventionnelle* (plan de fondation de la construction) et les déplacements relevés géodésiquement, à une *base fixe par définition*, la différence entre les deux mesures, abstraction faite des erreurs d'observation, devrait indiquer les écartements de la base de mesure conventionnelle par rapport à la base fixe, c'est-à-dire les déplacements du rocher dans la zone des fondations de la construction par rapport à des couches éloignées (ou profondes) non influencées par l'alternative du stockage et de la vidange du réservoir. La connaissance des *déplacements absolus* qui se produisent dans les fondations (à ne pas confondre avec les déplacements relatifs de la base de la construction par rapport aux fondations que nous avons déjà vus) est nécessaire pour pouvoir comparer les courbes de déflexion géodésiques avec celles pendulaires; les déterminations à ce propos ne sont pas immédiates soit pour les erreurs de mesure, soit pour la non coïncidence dans le temps des commencements de deux mesures, ce qui provoque des différences de déplacement initial de cote à cote.

Pour la détermination à l'aide des moindres carrés, des valeurs les plus probables des déplacements absolus des fondations et des différences initiales des déplacements entre deux séries de mesures, on a utilisé les différences trouvées entre les triangulations de cinq repères dans le parement aval et des correspondantes mesures pendulaires.

Les éléments inconnus sont : 1° $k_1, \ldots, k_{10}$ constants pour tous les points d'une même époque qui expriment les déplacements absolus des fondations à diverses époques; 2° a, b, c, d, e constants à toutes les époques qui représentent, à la cote respective, le déplacement subi par la structure du barrage dans l'intervalle de temps compris entre la première triangulation (15 août-7 novembre 1949) et la première mesure aux pendules (1er juin 1950).

Afin de rendre clair le procédé, il faut considérer trois couples de courbes 1, 2, 3 comme elles résultent des mesures aux pendules (courbes P) et des mesures géodésiques aux repères sur le parement aval (courbe G): les trois courbes ont été faites à trois époques différentes, mais elles sont synchrones en ce qui concerne les valeurs de deux mesures de comparaison, tracées dans le croquis de la figure 7 avec un but purement indicatif et, par conséquent, supposées sans erreur. On peut maintenant remarquer comme chaque courbe G se superpose à la correspondante courbe P en transportant chaque point des quantités $K_1 = a, K_1 = b, \ldots, K_1 = e$ pour le couple 1; $K_2 + a, K_2 + b, \ldots, K_2 = e$ pour le couple 2, etc.; les susdites inconnues ont été déterminées sur la base de 80 relations connues

$k_1 - a = Q_1$	$k_1 - b = Q_2$	$k_1 - e = Q_5$
$k_2 - a = Q_6$	$k_2 - b = Q_7$	$k_2 - e = Q_{10}$
...	...	...
$k_{10} - a = Q_{46}$	...	$k_{10} - e = Q_{50}$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les courbes G ainsi transformées sont rapportées en pointillé superposés aux correspondantes courbes P.

Conformément aux admissions faites et dans les limites de la précision de la méthode, en grande partie graphique, employée pour la solution du problème, la somme des écarts positifs et négatifs est résultée égale à zéro. Les divers écarts représentent, naturellement, les erreurs accidentelles de mesure qui peuvent être imputées surtout aux mesures géodésiques, étant donné que les mesures aux pendules sont beaucoup plus précises. L'incertitude moyenne qui en résulte est de ±3 mm, en accord avec l'incertitude théorique déterminable *a priori* sur la base des erreurs angulaires d'observation du triangle 16-G-17. Il faut remarquer à cette occasion que les quantités *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, d'une manière analogue à celles qui sont déterminées aux pendules, représentent des déplacements relatifs; les erreurs qui leur appartiennent doivent donc

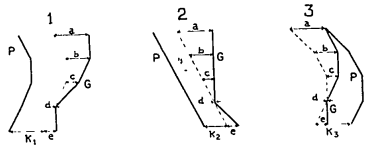


Fig. 7

Schéma du calcul de quantité K et *a*, *b*, *c*, *d*, *e*

Scheme for calculating the quantity K *and a, b, c, d, e*

être référées à une base beaucoup plus proche du barrage et précisément à la base déterminée par l'alignement entre les repères 16-17, d'où l'on observe, par intersection, les repères sur le parement aval.

Les quantités K, qui au contraire expriment les déplacements absolus, ressentent de la propagation des erreurs le long de tout le réseau géodésique, en conséquence de quoi leurs incertitudes résultent plus grandes : ± 4,7 mm en moyenne.

9. Les déplacements absolus des fondations K peuvent en dernier lieu être comparés avec les quantités analogues K′, tirées conformément à l'exposition faite dans le point 7 (diagramme A de la figure 6), comme différence entre les déplacements absolus et les déplacements relatifs à l'arc du couronnement (différences, entre les ordonnées moyennes des respectifs rectangles hachurés et noirs). Dans les diagrammes de la figure 6 sont enfin rapportées les valeurs de K et de K′ représentées avec les bandes sur les respectifs domaines d'incertitude (en moyenne de ± 4,7 mm pour les valeurs de K et de ± 7,0 mm pour les valeurs de K′). Les deux bandes ainsi obtenues ont été superposées (diagramme K de la figure 6) afin de les référer à une même valeur initiale pour laquelle on a choisi la valeur de la première triangulation de septembre-

octobre 1949 effectuée aussitôt après l'achèvement du barrage et avec le réservoir vide et qui, pour cela, peut être prise comme origine des déplacements absolus. Le graphique qui en résulte indique dans l'ensemble une assez bonne concordance entre les deux valeurs de K et de K′ concordance qui est encore plus acceptable si l'on tient compte des nombreux facteurs qui influencent les mesures.

10. La comparaison entre les principaux *résultats structuraux* des déplacements du barrage de Pieve di Cadore et les *résultats analytiques* exige naturellement qu'on rappelle, d'abord, que ces derniers se réfèrent à une construction *idéale* (homogène, isotrope, etc.) située sur des fondations et sur des cuvées idéales (homogènes, isotropes, etc.). conditions qui ont seulement quelques corrélations avec les conditions moyennes réelles de la construction, imaginée soumise à une combinaison d'efforts critiques, théoriquement possible, mais qui en pratique a une très petite probabilité de se produire. En outre, il ne faut pas oublier qu'à partir de la première mise en charge du barrage, et même avant, il commence une période, en général de la durée de plusieurs années) de *mutuel tassement* entre la construction et le terrain où des phenomènes à développement chronologique très lent (épuisement de la chaleur de prise, fluage du béton et du rocher, imbibition du rocher) se superposent à des phenomènes tout à fait accidentels (affaissements dans le vrai sens du mot, microséismes, etc.) de façon à déguiser ce comportement *élastique* dont on fait l'hypothèse dans les recherches théoriques. A vrai dire, au moyen des recherches expérimentales on s'enquiert aussi de certains aspects du comportement non élastique. cependant il s'agit, en général, de recherches dans le domaine postelastique (efforts à outrance) plus que de recherches dans le domaine pré-élastique (efforts de tassement) qui sont celles qui intéressent plus particulièrement le comportement d'une nouvelle construction. Les recherches sur place de ces dernières années ont, en effet, mis en évidence l'intime et profonde connexion continue entre les actions et les réactions de la construction et du terrain qui, à la fin, portent à la constitution d'un unique complexe hétérogène particulièrement influencé par le développement des phénomènes géophysiques à propos desquels le calcul et les essais sur modèles ne sont pas encore en état de nous donner une représentation, même approximatixe.

Enfin, il ne faut pas sous-estimer les caractères aléatoires des diverses mesures dues non seulement à des erreurs systématiques et usuelles particulières pour chaque mesure mais aussi au fait que les appareils, malgré qu'ils soient installés avec tous les soins nécessaires donnent souvent des indications relatives à des conditions « locales » qui ne peuvent pas être étendues aux conditions « moyennes » de toute la construction.

En conclusion, pour les nombreux facteurs qui interviennent dans le fonctionnement de l'ensemble construction-terrain et dans le relevé des observations, les comparaisons entre les résultats structuraux et les résultats analytiques et expérimentaux doivent être instituées et

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

utilisées avec une grande précaution, n'étant pas, pour le moment, toujours réalisable une différenciation fondée entre les nombreuses causes et causes concomitantes plus ou moins connues et inconnues.

11. Les déplacements absolus des fondations du barrage de Pieve di Cadore par rapport aux couches ou aux blocs plus profonds ou plus éloignés sont résultés en réalité de l'ordre de 10-30 mm avec direction d'aval vers l'amont en corrélation, pas toujours bien définissable, avec les charges hydrostatique et thermique.

Il apparaît cependant évident un penchant à une certaine stabilisation dans la variation de ces déplacements qu'on doit probablement imputer, surtout, à la période de tassement. Actuellement aucune nouvelle ne peut être obtenue préalablement par les recherches analytiques et expérimentales sur ces déplacements, il faut souhaiter que l'extension des recherches géophysiques et géodésiques, en collaboration réciproque, puisse contribuer à illustrer d'une meilleure façon un secteur qui a une importance particulière pour l'interprétation du comportement construction-terrain.

12. Le barrage de Pieve di Cadore, outre que pour les arcs indépendants chargés uniformément, a été calculé avec diverses méthodes basées sur la répartition des efforts entre les arcs et les consoles. En particulier on a suivi :

— la méthode de l'Arredi, dérivée de l'extension des méthodes Smith-Conti;

— la méthode de Tolke, élargie par V. Danusso et G. Oberti, avec recherche expérimentale des données relatives aux consoles et aux arcs;

— la méthode Trial Load (dans les limites des déformations radiales) modifiée par D. Tonini au moyen de la résolution analytique de la congruité des déplacements des arcs et des consoles.

Dans les hypothèses de calcul on n'a pas tenu compte ni de sous-pressions, ni (exception faite pour la Trial Load) de variations thermiques en considérant les perfectionnements constructifs particuliers qui ont été adoptés.

Les facteurs des efforts généralement adoptés dans les divers calculs ont été : poids spécifique du béton 2,400 t/m³ (qui effectivement est résulté de 2,61 t/m³); module d'élasticité du béton E_b = 200 000 kg/cm², coefficient de Poisson du béton 0,20, module d'élasticité du rocher E_r = 100 000 kg/cm² coefficient de Poisson du rocher : 0,12; $\frac{l_b}{l_r}$ = 2,0.

Le comportement statique du barrage a été en outre étudié sur un grand modèle en béton spécial, à l'échelle de 1 : 50, construit par l'I.S.M.E.S. de Bergame sous la direction des Professeurs A. Danusso et G. Oberti. Pour les recherches sur le modèle on a adopté le rapport $\frac{E_b}{E_r}$ = 8,0.

Planche II-a

Déplacements absolus en correspondance avec le plot central XIV

(Valeurs absolues en millimètres et modulaires en rapport avec les déplacements à la cote 600 m)

Cote m s/m	Valeurs	Relevés analytiques — Arredi Smith Conti	Tolke Danusso Oberti (1)	Trial Load	Relevés expérimentaux — Modèle I : 50 (2)	Relevés structuraux — Charge hydrostatique	Charge hydrostatique et thermique
650	abs.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	modul.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
640	abs.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	modul.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
630	abs.	2,00	2,00	2,00	1,80	2,00	2,00
	modul.	0,61	0,61	0,61	0,55	0,61	0,61
620	abs.	4,00	4,00	4,00	3,60	4,00	4,00
	modul.	0,81	0,81	0,81	0,73	0,81	0,81
610	abs.	6,00	6,00	6,00	5,40	6,00	6,00
	modul.	0,92	0,92	0,92	0,83	0,92	0,92
600	abs.	8,00	8,00	8,00	7,20	8,00	8,00
	modul.	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00
590	abs.	10,00	10,00	10,00	9,00	10,00	10,00
	modul.	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00
580	abs.	12,00	12,00	12,00	10,80	12,00	12,00
	modul.	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00

(1) Seule charge hydrostatique pour $\frac{l_b}{l_r}$ = 2,0.

(2) Charge hydrostatique (radiale) et charge thermique (étapes Beuke).

(3) Seule charge hydrostatique pour $\frac{l_b}{l_r}$ = 8,0.

(4) Conventionnellement adoptée comme zone de contact construction-fondation.

( ) Valeurs épurées des déplacements à la base de la construction communiquant seulement à la cote 615.

[ ] Valeurs extrapolées, les déterminations analytiques et expérimentales s'arrêtant en effet à la cote 615.

(*) Valeurs interpolées, le contact construction-fondation existant en effet à la cote 615.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PROSPECTUS 16.

Déplacements à cotes diverses en correspondance avec le plot latéral IV.

(Valeurs absolues en millimètres et modulaires en rapport avec les déplacements à la cote 660.)

		Relevés analytiques				Relevés expérimentaux	Relevés structuraux	
		Arrêt Smith (1)	Talke Dansuso Oberti (2)	L L M (3)		Modèle L S M F S (4)	Charge hydrostatique (4)	Charge hydrostatique et thermique (4)
627,5 (6)	Valeurs abs.	0,5	(0,0)	3,4	(0,0)	[2,0]	(0,00)	(0,00) (*)
	Valeurs modul.	0,38	(0,0)		(0,0)	0,90	(0,00)	(0,0) (*)
630	abs	2,8	(0,03)	1,0	(0,06)	[2,2]	(0,02)	(0,07)
	modul.	0,49	(0,007)		(0,007)	0,92	(0,009)	0,08
640	abs	1,0	(1,0)	6,1	(1,31)	2,3	(1,33)	(1,02)
	modul.	0,61	(0,35)		(0,33)	0,92	(0,91)	(0,80)
650	abs	2,1	(2,0)	9,3	(2,0)	8,1	(2,61)	(2,7)
	modul.	0,80	(0,71)		0,66)	0,80	(0,75)	(0,69)
660	abs	6,6	(4)	12,3	8,9)	10,1	(8,1)	(5,1) (9)
	modul.	1,00	1,00		(1,00)	1,00	(1,00)	(1,00)
670	abs	6	(5,1)	11,2	(11,8)	12,0	(10,0)	13,9	(12,1)
	modul.	1,11	(1,24)		(1,35)	1,12	(1,24)	(1,19)	(1,35)
680	abs	8,0	(7,1)	18,1	(11,8)	12,6	(10,0)	14	(16,7)
	modul.	1,21	(1,34)		(1,66)	1,21	(1,41)	(1,63)	(1,81)

(1) Seule charge hydrostatique pour $\frac{I_b}{I_c} = 0$

(2) Calcul effectué pour la seule console centrale

(3) Charge hydrostatique (radiale) et charge thermique (d'après Houk)

(4) Seule charge hydrostatique pour $\frac{I_b}{I_c} = 8,0$

(5) Sans tenir compte des déplacements construction rocher qui ne peuvent pas être déterminés

(6) Conventionnellement admise comme zone de contact construction fondation

(*) Valeurs épurées des déplacements à la base de la construction conventionnellement admise à la cote 627,5

Valeurs extrapolées, les déterminations analytiques et expérimentales commençant seulement à la cote 630

(*) Valeurs extrapolées, le contact construction fondation existant en effet à la cote 624,30

R.78

16

PROSPECTUS 17.

Déplacements à diverses cotes du plot latéral XXIV

(Valeurs absolues en millimètres et modulaires en rapport avec les déplacements à la cote 660.)

		Relevés analytiques				Relevés expérimentaux	Relevés structuraux	
		Arrêt Smith (1)	Talke Dansuso Oberti (2)	L L M (3)		Modèle L S M F S (4)	Charge hydrostatique (4)	Charge hydrostatique et thermique (4)
627,5 (6)	Valeurs abs.	0,1	(0,0)	3,4	(0,0)	[0,6]	(0,00)	(0,00) (*)
	Valeurs modul.	0,38	0		(0,0)	0,85	0,0	(0,0)
630	abs	2,8	(0,3)	1,0	(0,06)	[1,0]	0,1	0,1
	modul.	0,49	(0,07)		(0,007)	0,90	0,01	(0,09) 0,06
640	abs	1,00	(1,0)	6,1	(1,31)	10,6	1,0	(1,9) 1,1
	modul.	0,61	(0,35)		(0,33)	0,60	(0,35)	(0,43) 0,31
650	abs	2,1	(2,0)	9,3	(2,0)	14,0	2,1	3,0 1,0
	modul.	0,80	(0,71)		(0,66)	0,80	0,68)	(0,75) 0,69
660	abs.	6,6	(4,1)	12,3	(8,9)	17,1	(10,9)	(4,1) (8,0)
	modul.	1,00	(1,00)		(1,00)	1,00	(1,00)	(1,00) (1,00)
670	abs.	7,6	(5,1)	15,2	(11,8)	20,5	(13,8)	(5,1) (12,0)
	modul.	(1,14)	(1,24)		(1,35)	1,15	(1,26)	(1,18) (1,30)
680	abs.	8,0	(7,1)	18,1	(11,8)	22,0	(15,1)	(6,1) (17,0)
	modul.	1,21	(1,34)		(1,66)	1,26	(1,41)	(1,50) (1,71)

(1) Seule charge hydrostatique pour $\frac{I_b}{I_c} = 0$

(2) Calcul effectué pour la seule console centrale

(3) Charge hydrostatique (radiale) et charge thermique (d'après Houk)

(4) Seule charge hydrostatique pour $\frac{I_b}{I_c} = 8,0$

(5) Sans tenir compte des déplacements construction rocher qui ne peuvent pas être déterminés

(6) Conventionnellement admise comme zone de contact construction fondation

(*) Valeurs épurées des déplacements à la base de la construction conventionnellement admise à la cote 627,5

Valeurs extrapolées, les déterminations analytiques et expérimentales commençant seulement à la cote 630

(*) Valeurs extrapolées, le contact construction fondation existant en effet à la cote 624,30

R.78

17

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

XIV

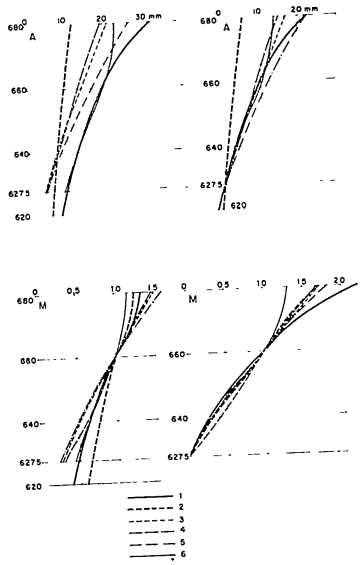


Fig 8 *a*.

Comparaison des résultats des recherches théoriques et structurales pour le plot XIV

(A) Valeurs absolues.
(M) Valeurs modulaires.

(1) Structurales avec charge thermique et hydrostatique.
(2) Structurales avec la seule charge hydrostatique
(3) Calcul Arredi-Smith
(4) Calcul Tölke-Danusso-Oberti.
(5) Calcul T. L. M
(6) Essais sur modèle.

Les déplacements qui résultent des recherches analytiques et expérimentales, dans les conditions plus critiques de charge et pour la Trial Load de la charge thermique aussi (évaluée d'après les hypotheses de Houk) sont rapportes pour le plot central XIV et pour les plots latéraux IV et XXIV respectivement dans les prospectus I *a*, I *b*, I *c* et dans les diagrammes des figures 8 *a*, 8 *b*, 8 *c*.

Les valeurs rapportées ne sont pas toujours tout a fait comparables entre elles étant donné les caracteristiques et les exigences des diverses recherches analytiques et experimentales neanmoins on pense que les différences ne sont pas assez importantes pour influencer dans leur substance les comparaisons meme qui, pour les reserves faites, peuvent être considérées uniquement comme des comparaisons de principe. Les plus grandes incertitudes se remarquent pour les déplacements de la base de la construction par rapport au rocher de fondation, base qui a ete admise conventionnellement dans le calcul Arredi-Smith et T. L. M. à la cote 627,50, tandis que le calcul Tolke-Danusso-Oberti et dans les essais expérimentaux la cote plus basse prise en consideration a éte la cote 625 qui, conventionnellement, correspond à la zone de contact construction arc-poids proprement dite et plinthe d'appui. Pour une plus large possibilite de comparaison des données, entre les parenthèses sont rapportées les valeurs des déplacements de la construction proprement dite epurees des déplacements de la base.

Enfin, tous les déplacements ont eté exprimés en rapport avec les déplacements de l'arc moyen à la cote 660 (*valeurs modulaires*). En effet, il ne faut pas oublier que les conditions et les vérifications structurales, ne peuvent coïncider que casuellement avec les conditions et les vérifications du projet ; or, si dans les constructions complexes comme les barrages on ne peut certainement admettre une proportionnalité entre les efforts et les déplacements, il est possible, entre certaines limites, d'accepter que l'allure des courbes de déflexion se maintient d'une façon analogue à la variation des conditions de la charge.

LEGEND OF THE FIGURE 8 *a*

Comparison between the results of analytical and structural research on the central block XIV

(A) *Absolute values*
(M) *Relative values*

(1) *Structural with thermal and hydrostatic loads*
(2) *Structural with hydrostatic load only*
(3) *Arredi-Smith analytical method*
(4) *Tölke-Danusso-Oberti analytical method*
(5) *Trial load method*
(6) *Model tests*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

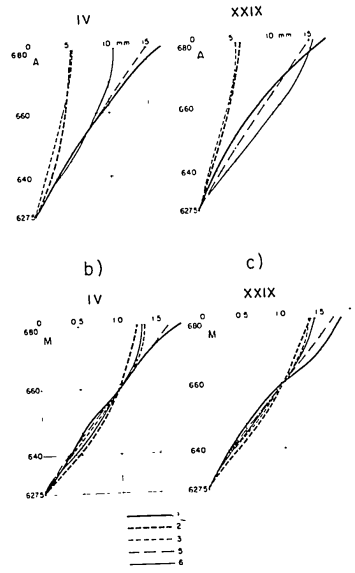


Fig. 8 *b* et 8 *c*.

Comparaison des résultats des recherches théoriques et structurales pour les plots latéraux IV et XXIX

(A) Valeurs absolues.
(M) Valeurs modulaires.

(1) Structurales avec charge thermique et hydrostatique
(2) Structurales avec la seule charge hydrostatique.
(3) Calcul Arredi-Smith.
(5) Calcul I. L. M.
(6) Essais sur modèle

13. Des relevés structuraux examinés dans la première partie de cette note ont été utilisés, pour la comparaison avec les relevés analytiques et expérimentaux, les observations faites au plot central XIV et aux deux plots latéraux IV et XIX relatives à la période 15-30 juin 1951, pendant laquelle, en partant du bassin vide, on a eu un rapide stockage complet de façon que les déplacements mesurés pour la période peuvent être considérés, avec des bonnes approximations, comme dus à la seule *charge hydrostatique*. A partir du 30 juin 1951 jusqu'au 15 janvier 1952 le bassin est pratiquement résulté toujours avec un stockage maximum, les déplacements mesurés à la fin de la période, à leur tour, peuvent être considérés, avec une bonne approximation, dus à la *charge hydrostatique* et à *la charge thermique*, même si la construction n'était pas encore arrivée à sa température minima, ce qui se produira seulement à peu près vers la moitié du mois de mars.

Les courbes de deflexion structurales ont été déterminées avec les mesures aux pendules, pour les plots latéraux, ne tenant pas compte des déplacements de la base de la construction par rapport au rocher de fondation qui, par contre, ont pu être déterminés en utilisant aussi les mesures de collimation pour le seul plot central.

Puisque les bases de la construction par rapport au rocher de fondation ne se trouvent effectivement pas toujours à la même cote, comme on avait fait l'hypothèse dans les recherches analytiques et expérimentales, au moyen d'interpolations ordinaires on a rapporté les diverses valeurs (absolues ou modulaires), compris ou moins les déplacements des bases, à la cote conventionnelle 627,50. Les valeurs structurales, absolues et modulaires sont rapportées, avec les valeurs analytiques et expérimentales dans les prospectus I *a*, I *b*, I *c* et dans les diagrammes des figures 8 *a*, 8 *b* et 8 *c*.

14. Les valeurs absolues des divers déplacements relatifs au plot XIV indiquent une correspondance plus que satisfaisante entre les courbes

LEGEND OF THE FIGURE 8*b* ET 8*c*

Comparison between the results of analytical and structural research on the lateral blocks IV and XXIX.

(A) *Absolute values*
(M) *Relative values*

(1) *Structural with thermal and hydrostatic load.*
(2) *Structural with hydrostatic load only.*
(3) *Arredi-Smith analytical method.*
(5) *Trial load method.*
(6) *Model tests.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

expérimentales et les courbes structurales complètes (charge thermique et charge hydrostatique) jusqu'à environ la cote 675, étant donné qu'au delà de cette cote il y a des déplacements plus importants pour les valeurs structurales. Les valeurs absolues des déplacements à la base de la construction apparaissent assez concordants aussi. Les déplacements analytiques, à leur tour, résultent moins importants que les structuraux, surtout pour les plus petites valeurs des déplacements de la base. Si l'on fait abstraction des déplacements de la base, on remarque, dans l'ensemble, une discrète concordance entre les diverses évaluations analytiques, expérimentales et structurales (exception faite pour la seule charge hydrostatique). Parmi les divers résultats ceux qui sont obtenus avec la Trial Load apparaissent, surtout dans la zone centrale, supérieurs aux résultats structuraux et aux résultats expérimentaux : ils sont donc représentatifs d'un système de calcul plus prudent que les autres.

En rapport aux valeurs modulaires, en prenant en considération le déplacement à la base, au-dessous de la cote 660 on a une concordance satisfaisante entre les valeurs structurales et expérimentales; par contre, les valeurs analytiques s'en détachent en moins et parmi celles-ci, la méthode de Tölke parait la plus favorable. Au-dessus de la cote 660 les valeurs expérimentales sont inférieures aux valeurs structurales (tout en gardant le même développement), tandis que les valeurs analytiques donnent des résultats qui s'en écartent plus; parmi ces dernières les plus favorables apparaissent celles qui sont tirées de la T. L. M. et de la méthode Arredi-Smith. Les valeurs de la seule charge hydrostatique se détachent, comme précédemment, des autres.

Dans les valeurs modulaires, sans les déplacements à la base, jusqu'à la cote 660 on a une concordance pratique entre les valeurs analytiques, expérimentales et structurales; au-dessus de cette cote cette concordance se maintient pour les résultats analytiques et les structuraux (charge hydrostatique seule) qui occupent une position intermédiaire entre les résultats expérimentaux et les résultats structuraux complets. Les comparaisons analogues pour le plot IV et le plot XXIX, pour les valeurs structurales sont limitées aux comparaisons sans les déplacements de la base et apparaissent, dans leur ensemble, satisfaisantes, étant donné qu'on peut répéter les observations déjà vues pour le plot central. On remarque, toutefois, une meilleure adhérence entre les résultats structuraux et ceux de la T. L. M.; enfin, la presque parfaite concordance des résultats de la méthode Arredi-Smith avec les essais structuraux pour la seule charge hydrostatique est très significative.

15. Si l'on pense aux différences, plusieurs fois rappelées, entre les présuppositions à propos des relevés analytiques et expérimentaux et les relevés structuraux, il nous parait que les comparaisons dont nous avons parlé peuvent bien tranquilliser l'ingénieur chargé du projet sur le fondement des moyens de recherche que, avec le calcul et les essais sur les modèles, il a à sa disposition. Afin de mettre mieux en

évidence cette conclusion, dans les diagrammes de la figure 9, en admettant comme base les valeurs des déplacements structuraux dus aux charges thermiques et hydrostatiques, sans les déplacements à la base, sont rapportés en pourcentage les écarts des correspondantes valeurs analytiques et expérimentales. Ces écarts, dans l'ensemble, sont bien modestes et ils atteignent des valeurs d'une certaine importance seulement pour le plot XXIX qui, différemment des autres ne se trouve

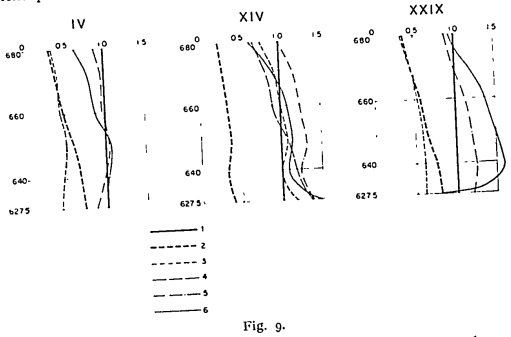


Fig. 9.

Rapports entre les résultats des recherches théoriques et structurales.

(1) Structurales avec charge thermique et hydrostatique.
(2) Structurales avec la seule charge hydrostatique.
(3) Calcul Arredi-Smith
(1) Calcul Tölke-Danusso-Oberti
(5) Calcul T. L. M.
(6) Essais sur modèle.

Ratios of the results of analytical and structural research. Unitary values.

(1) *Structural with thermal and hydrostatic load.*
(2) *Structural with hydrostatic load only.*
(3) *Arredi-Smith analytical method*
(4) *Tölke-Danusso-Oberti analytical method.*
(5) *Trial load method.*
(6) *Model tests.*

pas directement en contact avec le rocher, mais avec le tampon qui barre la partie la plus profonde de la vallée, où sans doute s'est créé une zone de discontinuité et asymétrie.

Les recherches exposées dans cette note ont mis en évidence, entre autres, le fait que malgré qu'il existe une entente initiale entre les opérateurs analytiques et expérimentaux, les exigences particulières des respectives techniques portent à formuler des résultats qui ne

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

se rapportent pas toujours aux mêmes points caractéristiques, qui à leur tour ne coïncident pas avec les points où, à cause des nécessités constructives dominantes, sont installés les appareils de mesure. A la suite de cela on a des extrapolations et des interpolations qui ne facilitent pas les comparaisons dont l'importance demanderait la recherche d'une plus intime et générale coordination.

Il m'est agréable de rappeler et de remercier ici l'Ingénieur R. Rossi-Leidi et M. E. Piancastelli du Bureau d'Études de la S. A. D. E. pour leur collaboration efficace à la rédaction de cette note.

RÉSUMÉ.

Les déplacements relevés à l'aide de divers appareils dans le barrage de Pieve di Cadore (déplacements structuraux) sont comparés avec les déplacements obtenus par les calculs (déplacements analytiques) par les calculs (déplacements analytiques) et avec les déplacements tirés des essais sur modèles (déplacements expérimentaux).

Ces types de comparaison sont naturellement soumis à plusieurs réserves, étant donné que la construction se trouve pratiquement dans des conditions bien diverses, du points de vue milieu et charge, des conditions qui ont été prises comme base pour les calculs et pour les essais sur modèle. Toutefois les résultats obtenus paraissent satisfaisants et aptes à confirmer la confiance dans les moyens de recherches théoriques adoptées.

SUMMARY.

The displacements recorded by various instruments in the Pieve di Cadore dam (structural displacements) are compared with those obtained from the calculation (analytical displacements) and from model tests (experimental displacements).

These kinds of comparison are clearly subject to some reservations, in that the structure in reality exists in a quite different situation, both as regards external conditions and load, from that assumed as the basis of the calculation and model teste. Nevertheless the results obtaines appear to be satisfactory and confirm our faith in the theoretical studies adopted.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 79

QUESTION N° 21

C. MARCELLO
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

ÉLABORATION DE RELEVÉS EXPÉRIMENTAUX ET APPLICATION DE MÉTHODES DE CALCUL CONCERNANT DEUX BARRAGES-VOUTE

CLAUDIO MARCELLO,
Ingénieur-Conseil,
Directeur du Service Construction,
Aménagements hydroélectriques du Groupe Edison, Milan.

Nous avons déjà mentionné, lors de la présentation de quatre Mémoires concernant de nouveaux procédés et appareillages de mesure des déformations des grands barrages, l'importance décisive de l'auscultation de ces ouvrages aux fins du progrès de la technique s'y rapportant.

Bien entendu, l'élaboration et l'interprétation des données rassemblées constitue la conclusion indispensable et fondamentale de l'activité de mesure.

Les trois Mémoires :

R. 67 *Analyse des déplacements de la clé de l'arc de couronnement du barrage de Santa Giustina, relevés pendant les six premières années d'observation*;

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

R. 68. *Le comportement du barrage de Santa Giustina pendant les cinq premières années d'observation, comparé avec les résultats de quelques calculs de vérification;*

R. 69. *Le barrage d'Isolato pendant une vidange totale et un remplissage de son réservoir.*

exposent justement les résultats de l'élaboration des données recueillies sur deux barrages-voûte étudiés et construits sous notre direction par le Service Construction Aménagements Hydroélectriques du Groupe Edison de Milan, et précisément des barrages de Santa Giustina et d'Isolato. Le barrage de Santa Giustina, réalisé de 1936 à 1950, est du type à simple courbure; avec ses 152,50 m de hauteur, il a été, pendant des années, le plus haut d'Europe. Le barrage d'Isolato, construit en 1951-1952 est de hauteur moindre (37 m); il constitue néanmoins un exemple typique de barrage-voûte mince à double courbure.

A l'instar de tous les barrages étudiés par nos soins, ces deux structures ont été l'objet, depuis leur construction, d'une série systématique de mesures thermométriques, extensométriques, géodésiques. Les deux Mémoires sur le barrage de Santa Giustina élaborent justement les résultats des mesures effectuées jusqu'en 1957.

Le premier Mémoire comprend essentiellement une élaboration statistique destinée à mettre en évidence les caractéristiques des déplacements à la clé de l'arc en crête, tels qu'ils ont été révélés par plus de six années de mesures quotidiennes de collimation. Le deuxième Mémoire est un extrait de l'ensemble des travaux exécutés en vue de comparer, dans leur application systématique au barrage de Santa Giustina, quatre méthodes pour le calcul des barrages-voûte et d'apprécier les résultats de ces méthodes en regard de ceux des relevés effectués au cours de cinq années d'observations sur le barrage.

Le troisième Mémoire concerne enfin le barrage d'Isolato; il donne le résumé des recherches théoriques et expérimentales consacrées à cet ouvrage à l'occasion d'une vidange totale suivie de remplissage du réservoir, au printemps de 1957. Ces opérations, nécessitées par les réparations à effectuer à la vidange de fond, ont permis d'étudier le barrage sous l'action de variations de retenue exceptionnellement rapides et élevées.

Par l'exécution de ces travaux, nous avons voulu contribuer à l'étude des barrages-voûte; cette étude nous semble devoir constituer l'un des problèmes les plus intéressants du génie civil moderne, non seulement en considération des incertitudes de la détermination des caractéristiques statiques de la structure et de l'identification des causes susceptibles d'agir sur cette dernière, mais aussi par suite des difficultés d'ordre mathématique de la question envisagée.

Nous tenons à remercier M. Formica, à qui nous avons confié la tâche d'effectuer les minutieuses recherches dont les résultats sont partiellement présentés dans les rapports qui vont suivre; il a effectué, de concert avec ses collaborateurs, un labeur dont seuls les compétents

pourvus d'une longue expérience en matière de barrages peuvent apprécier exactement la valeur, malgré le secours apporté par l'usage systématique de deux machines à calculer électroniques.

Nous voudrions espérer que ces premiers résultats du labeur que nous avons fait entreprendre — résultats qui seront suivis de plusieurs autres — pourront être de quelque utilité à tous les techniciens qui se consacrent à la construction des barrages.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 80

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

S. FERRY
ET G. WILLM
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

BARRAGE DE LA GIROTTE. ÉTUDE DES MOUVEMENTS DU VERROU ROCHEUX SUPPORTANT L'OUVRAGE (*).

S. FERRY et G. WILLM,
Électricité de France, Service de la Production Hydraulique.

I. — INTRODUCTION.

Le barrage de La Girotte (photographie, *fig.* 1 et plan, *fig.* 2) se développe sur un verrou glaciaire limitant en partie le lac naturel situé à plus de 1700 m d'altitude; sa longueur est d'environ 500 m; il est constitué par la juxtaposition de 18 voûtes appuyées sur des piles écartées de 24 m, et dont la plus haute mesure 30 m hors sol.

Suivant les rapports géologiques (1), le verrou lui-même est essentiellement formé de schistes cristallins métamorphiques sains et durs, mais coupés par de nombreuses fissures; ces schistes se prolongent vers la rive droite par une zone de grès quartziteux triasiques assez laminés à l'emplacement de l'ancien déversoir naturel du lac et, vers l'extrémité rive droite, à partir de la pile 4 (2), plongent sous les schistes et

(*) *La Girotte Dam. — Observation of the movements of the rock seat supporting the structure.*

(1) MM. Gignoux et Moret, 30 octobre 1934; M. Roubault, 8 décembre 1943.

(2) Numérotage partant de la rive droite comme indiqué sur la figure 2.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

calcaires du lias avec interposition de cargneules et calcaires dolomitiques. L'ensemble de ce terrain, raffermi et colmaté au cours des époques géologiques où le lac est resté à niveau constant, est soumis, depuis 1923, à l'effet des mouvements de vidange et de remplissage

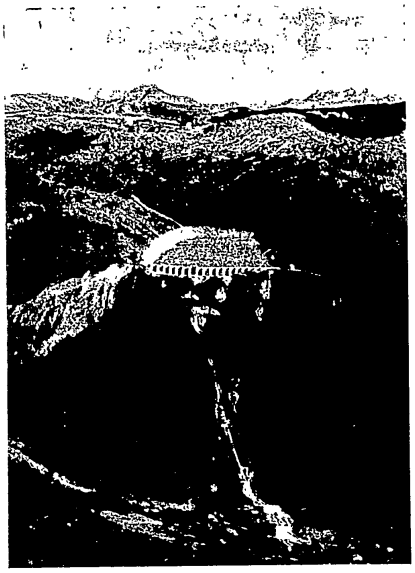


Fig 1.

Barrage de La Girotte.

La Girotte Dam

amplifiés à partir de 1948 par la surélévation due au barrage. Après quatre remplissages antérieurs normaux, on a constaté, en 1953, en fin de remplissage, un accroissement brusque des fuites drainées au pied de l'ouvrage. Ces fuites ont été ramenées à leur valeur antérieure par des travaux appropriés.

Cet incident a conduit à resserrer un dispositif d'auscultation primitivement assez lâche. Ce dispositif comporte actuellement essentiellement : un pendule sur la pile 7 suivi d'un deuxième pendule sur la pile 2 et des mesures topographiques dont le principe a été exposé par M. Mermin, Ingénieur topographe à l'Électricité de France, dans une Communication présentée au Symposium « Rilem » sur l'observation

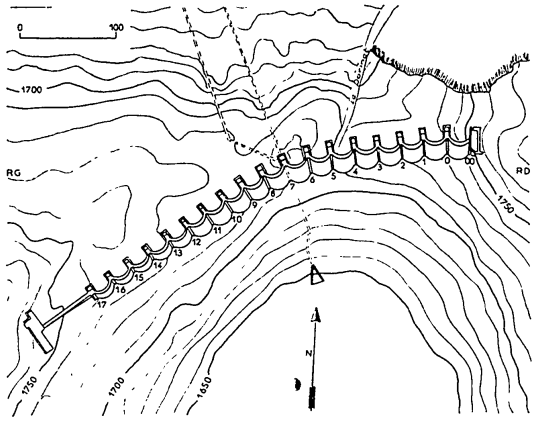


Fig 2.

Barrage de La Girotte

Plan de situation.

La Girotte Dam

Map showing position.

des ouvrages à Lisbonne, en 1955; nous le rappelons brièvement ci-après :

Le site du lac étant du type vallée suspendue, il était impossible d'implanter à l'aval du verrou des points de stationnement permettant des visées d'intersection sur la face aval et le pied du barrage. Seuls les mouvements de la crête pouvaient donc être observés, à partir de repères situés dans le prolongement du barrage ou à l'amont. Les conditions locales étant propices, on a adopté le procédé des mesures par relèvement, susceptible d'assurer la précision la plus grande.

Sur chacune des rives ont été scellés deux repères, à proximité et à peu près au niveau du barrage; ces repères considérés comme fixes, sont visés depuis quatre points bien définis du couronnement. Les

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

angles mesurés en chacun de ces points permettent de déterminer les segments capables correspondants, soit quatre segments dont deux sont indépendants, et dont on ne retient que les moins sensibles, c'est-à-dire les plus précis. On y rattache les contreforts voisins par mesures angulaires, leurs distances étant connues.

Comme on le voit, les mesures en planimétrie intéressent uniquement le couronnement du barrage. Cependant, les deux pendules des piles 2 et 7 permettent de reporter à leur pied, c'est-à-dire au terrain lui-même, les déplacements relevés en crête.

Ces mesures planimétriques ont été complétées par des mesures altimétriques. Des repères de nivellement ont été scellés sur les contreforts au couronnement et au pied du barrage, la référence fixe étant située sur la rive gauche.

Enfin, il faut citer pour mémoire des clinomètres dont les socles ont été installés extérieurement au pied de la majorité des piles; ces mesures se sont révélées excessivement tributaires des conditions locales, et il ne serait possible d'en tenir compte que dans le cas de mouvements beaucoup plus amples que ceux constatés jusqu'à maintenant.

II. — RÉSULTATS.

Les figures 3 et 4 donnent respectivement les déformations du barrage dans un plan horizontal et en altimétrie. Pour ne pas surcharger les graphiques, nous n'avons porté, par rapport à l'opération origine, fin mai 1954, que les opérations 17 donnant le déplacement maximum vers l'aval en octobre 1956, et 20, donnant le minimum de déplacement au printemps 1957. Pour les déformations en altimétrie, nous avons donné, par rapport à la même origine, les opérations 4 du 18 novembre 1954, et 16 du 16 août 1956, qui présentent l'une et l'autre, des valeurs extrêmes. Les mesures intermédiaires constituent un faisceau de courbes inclus entre ces extrêmes et présentant des allures tout à fait analogues.

Sur ces deux graphiques, on peut faire les constatations suivantes :

1° L'amplitude maxima observée en planimétrie entre les mesures 0 du printemps 1954 et 17 de l'automne 1956, dépasse 15 mm à hauteur de la pile 9. L'analyse de l'ensemble des résultats non représentés sur la figure 3 montre, du reste, que ce mouvement est grossièrement saisonnier et réversible.

Toutefois, la mesure 0 se singularise par rapport aux suivantes, car on n'est ensuite jamais revenu à cette position extrême. Cela peut être relié, soit à une campagne d'injections pendant l'été 1954 — dont un des effets aurait été de repousser le barrage de quelques millimètres vers l'aval; soit à une vidange exceptionnellement poussée début 1954. On verra plus loin qu'une analyse plus approfondie confirme cette singularité.

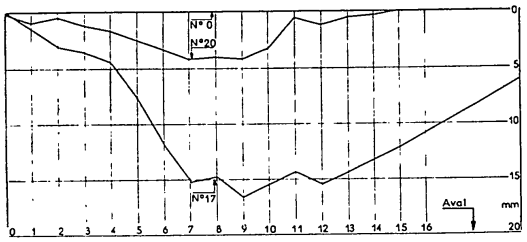


Fig. 3.

Barrage de La Girotte.
Déplacements horizontaux amont-aval au sommet des piles.
Mesure n° 0 : 31 mai 1954; cote du plan d'eau, 1645;
n° 17 : 24 octobre 1956; » 1749;
n° 20 : 13 mai 1957; » » 1670.

La Girotte Dam.
Horizontal displacement from upstream to downstream at tops of piers.
Measurement No. 0 : 31 *May* 1954; *Reservoir at El.*, 1645;
No. 17 : 24 *October* 1956; » » 1749;
No. 20 : 13 *May* 1957; » » 1670.

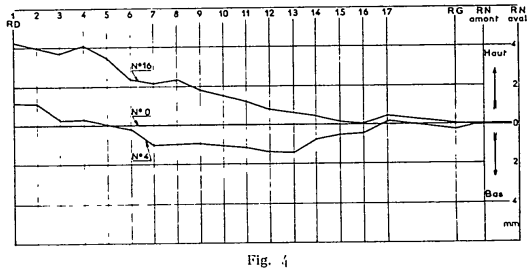


Fig. 4

Barrage de La Girotte.
Déplacements verticaux des repères situés au pied des piles.
Mesure n° 0 : 31 mai 1954; cote du plan d'eau, 1645;
» n° 4 : 18 novembre 1954; » » 1746;
» n° 16 : 16 août 1956; » » 1730.

La Girotte Dam.
Vertical displacement of benchmarks at foot of piers.
Measurement No. 0 : 31 *May* 1954; *Reservoir at El.*, 1645;
» *No.* 4 : 18 *November* 1954; » » 1746.
» *No.* 16 : 16 *August* 1956; » » 1730.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2° L'amplitude maxima observée en altimétrie est de l'ordre de 4 mm vers la rive droite. Là aussi, les mouvements sont grossièrement saisonniers. Le fait que les repères de nivellement sont exclusivement rive gauche entraîne évidemment que les mouvements soient plus faibles de ce côté. Cependant, des considérations géologiques justifient l'hypothèse suivant laquelle la rive gauche serait effectivement plus stable dans l'absolu.

Il existe une similitude très nette de mouvements quand on passe d'une pile à une autre, c'est pourquoi les conclusions qu'on peut tirer de l'analyse d'une seule des piles sont qualitativement applicables aux autres. On a choisi ici de faire porter cette analyse plus particulièrement sur la pile 7, parce que, comme on le voit sur la figure 3, cette pile est l'une de celles qui accusent les mouvements les plus amples et que, par ailleurs, en raison de la présence d'un pendule, elle offre le maximum de renseignements.

La figure 5 donne, en fonction du temps, et pour les trois années 1954, 1955 et 1956, les grandeurs suivantes : mouvements de la retenue, déplacements relevés au sommet de la pile 7, déplacements au pied de cette même pile (c'est-à-dire après déduction des mouvements relevés au pendule) et nivellement à son pied.

Nous parlerons immédiatement, pour ne plus y revenir, des mouvements en altimétrie : leur aspect cyclique est évident, mais ils ne paraissent liés de façon étroite ni à la saison, ni au remplissage Le maximum en est effectivement mesuré, mais l'allure des courbes montre qu'on n'en connaît pas le minimum. (Les opérations topographiques ne peuvent être faites au cœur de l'hiver en raison de l'enneigement.) On ignore donc l'amplitude exacte de ce mouvement vertical, vraisemblablement à peu près double de l'amplitude observée.

Quant aux mouvements en planimétrie, on observera que les déplacements au pied représentent sensiblement les 3/4 des déplacements en crête. Par ailleurs, ils paraissent liés au cycle de remplissage, les maxima des déplacements apparaissant avec un retard de l'ordre de trois semaines sur les époques des positions extrêmes du plan d'eau.

Les trois graphiques des figures 6 à 8 permettent de préciser cette question. Sur la figure 6, on a reporté les mouvements relevés au pendule en fonction des mouvements horizontaux en crête. On voit apparaître une corrélation qui confirme le rapport moyen des amplitudes : 1/4 pour

LÉGENDE OF THE FIGURE 5

La Girotte Dam.

Displacement of pier 7 as a function of time (1954-1955-1956).

(A) *Movement of water level.*
(B) *Horizontal displacement from upstream to downstream at top of pier.*
(C) *Horizontal displacement from upstream to downstream at foot of pier*
(D) *Vertical displacements at foot of pier.*

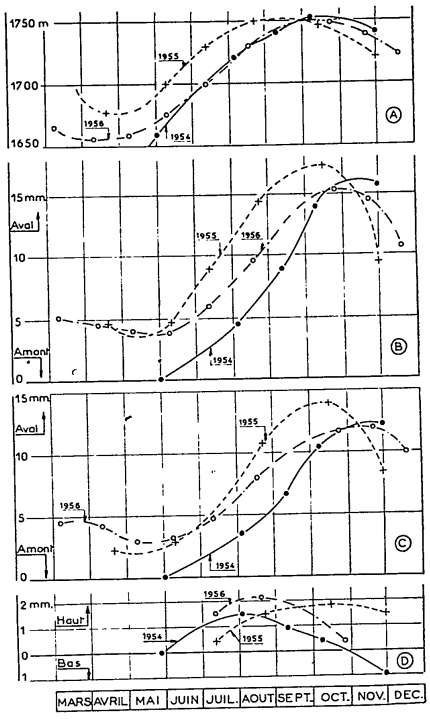


Fig. 5.

Barrage de La Girotte.

Déplacements de la pile 7 en fonction du temps (années 1954-1955-1956).

(A) Mouvement du plan d'eau.
(B) Déplacements horizontaux amont-aval au sommet de la pile.
(C) Déplacements horizontaux amont-aval au pied de la pile.
(D) Déplacements verticaux au pied de la pile.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

le basculement de la pile, 3,4 pour la translation du terrain. Cela implique que le fléchissement propre à la pile sur sa fondation est d'importance secondaire vis-à-vis du déplacement du verrou rocheux.

Sur la figure 7, on a reporté les mouvements horizontaux au pied de l'ouvrage en fonction de la cote du plan d'eau. On constate également que le verrou paraît sensible à des charges d'eau assez faibles.

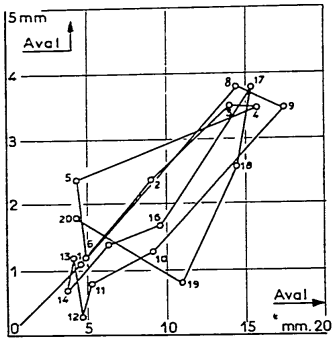


Fig. 6.

Barrage de La Girotte.

Deplacements amont-aval de la pile 7.

Comparaison entre deplacement total au sommet (abscisses) et basculement de la pile mesuré au pendule (ordonnées).

La Girotte Dam

Displacement from upstream to downstream of pier 7.

Comparison between total displacement at the top (abscissae) and deviation of the pier measured with pendulum (ordinates)

La forme cyclique du phénomène est mise en évidence avec une hystérésis bien apparente, mais on ne connaît entièrement que la branche montante du cycle, correspondant à la période d'été; la partie correspondant à l'hiver n'a pu être mesurée.

Le retard des déformations par rapport à la position d'équilibre du verrou pour la cote simultanée du plan d'eau peut être considéré, à chaque instant, comme proportionnel au déplacement entraîné par la variation du plan d'eau pendant les 20 jours précédant l'instant considéré. Le graphique de la figure 8 a été établi en corrigeant les

déplacements mesurés du retard ainsi calculé. Les déformations apparaissent alors comme entièrement réversibles depuis la mesure n° 3 (début octobre 1954). Par contre, le graphique souligne la position particulière, signalée plus haut, des mesures de l'été 1954.

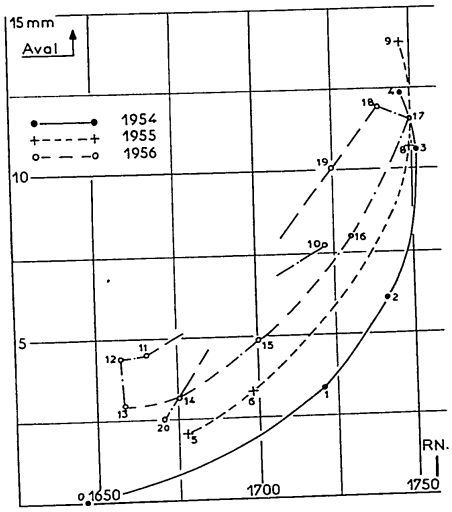


Fig. 7.

Barrage de La Girotte.

Déplacement amont-aval du verrou au pied de la pile 7 en fonction de la cote du plan d'eau. (Déplacement déduit des mesures topographiques et des mesures au pendule)

La Girotte Dam.

Displacement from upstream to downstream of rock seal at bottom of pier 7, as a function of the reservoir level. The displacement was calculated on the basis of topographical and pendulum measurements.

Enfin, sur la figure 9, on voit, d'une part un profil du barrage et du verrou suivant la pile 7, et, d'autre part, à une échelle très amplifiée dans le sens horizontal, les positions et orientations de la pile, l'origine

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

étant prise arbitrairement à la position 0. Là également, on n'a porté que les deux déformees 20 et 17 pour ne pas compliquer le graphique; les autres déformees se placent entre 20 et 17, et en accord avec ce qui a été dit plus haut, leur prolongement semble concourir approxi-

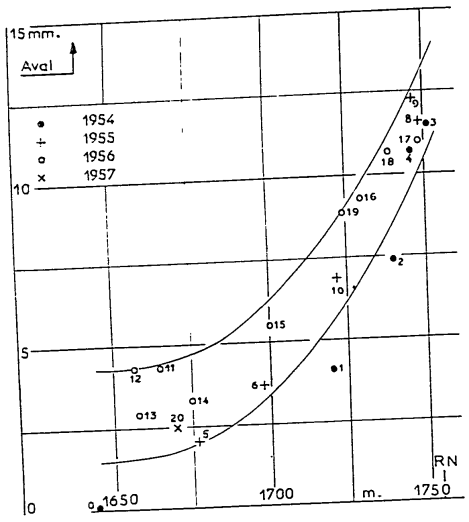


Fig. 8.

Deplacement amont-aval au pied de la pile 7 après correction de l'effet différé en fonction de la cote du plan d'eau.

La Girotte Dam.

Displacement from upstream to downstream at foot of pier 7 after correction of delayed action of variations of water level.

mativement vers une zone du verrou située à une profondeur de 50 à 100 m.

Nous soulignerons enfin, la différence du comportement des terrains entre la rive droite (piles 00 à 4) et la rive gauche avec une zone de transition à hauteur des piles 5 et 6. Cette différence de comportement

qui apparait au simple examen de la figure 3, pourrait être rapprochée des différences contatées dans la morphologie des terrains.

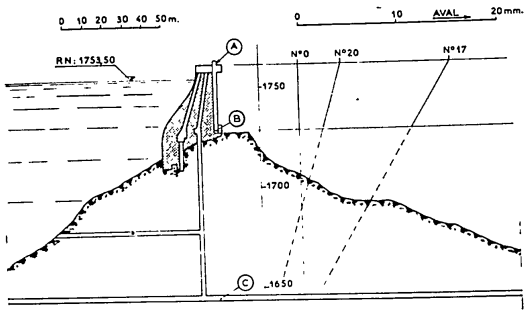


Fig. 9.

Barrage de La Girotte.

Déplacements amont-aval de la pile 7 déduits des mesures topographiques et des mesures au pendule.

(A) Repère topographique et suspension du pendule.
(B) Table de lecture du pendule.
(C) Galerie de prise d'eau.

La Girotte Dam.

Displacement from upstream to downstream of pier 7, calculated on basis of topographical and pendulum measurements.

(A) *Topographical benchmark and suspension of pendulum.*
(B) *Scale for reading pendulum.*
(C) *Intake gallery.*

III. — CONCLUSIONS.

L'observation topographique du barrage de La Girotte a montré, une fois de plus, que la déformabilité du rocher était relativement importante. Au centre du verrou, l'amplitude des mouvements horizontaux est de l'ordre du centimètre; l'amplitude des mouvements verticaux est sans doute voisine de la moitié de ce chiffre.

Ces mouvements sont réversibles mais non parfaitement élastiques. Les déplacements horizontaux suivent en effet les variations de la retenue avec un retard de l'ordre de trois semaines, mais le décalage est bien plus grand pour les mouvements verticaux, qui ne sont vrai-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

semblablement pas liés à la position du plan d'eau. Il s'agit donc d'un phénomène complexe difficile à élucider. On a pensé à la possibilité d'un gonflement par imbibition du terrain : d'une part imbibition de la paroi amont du verrou lors de la montée du plan d'eau, d'où le basculement progressif et retardé vers l'aval à ce moment ; d'autre part, imbibition du sommet du verrou au printemps lors de la fusion de la neige puis des pluies de printemps ou d'été, d'où le déplacement vertical constaté à cette époque.

Même si ces explications, purement hypothétiques, sont valables, une partie du déplacement reste vraisemblablement due à l'effet direct de la charge d'eau, éventuellement retardée par un frottement interne des roches, de caractère visqueux. Nous n'avons pas trouvé de procédé de calcul suffisamment digne de confiance pour évaluer l'amplitude des déplacements à attendre de l'effet de la charge d'eau pour un module d'élasticité donné. Nous examinons la possibilité d'une étude éventuelle sur modèle.

RÉSUMÉ.

Le lac naturel de La Girotte, exploité depuis 1923 sur une hauteur de 80 m, a été surélevé en 1948 par un barrage à voûtes multiples haut de 30 m et long de 500 m, implanté sur le verrou rocheux d'origine glaciaire qui forme la paroi Nord du lac.

Quelques incidents ont conduit outre l'exécution de travaux confortatifs, au resserrement du dispositif d'auscultation en vue de détecter et d'analyser les mouvements non seulement de l'ouvrage, mais aussi du verrou lui-même.

Le rapport expose, pour les années 1954 à 1956, les résultats et l'analyse des nombreuses mesures topographiques et par pendules.

Les mouvements du verrou ont une amplitude importante : le maximum, de l'ordre du centimètre, est observé pour la composante horizontale au milieu de la longueur du verrou ; la composante verticale est environ deux fois moindre. Par contre, le barrage lui-même fléchit peu sur ses fondations.

Ces mouvements sont réversibles, mais non parfaitement élastiques : les déplacements horizontaux suivent les variations de la retenue, mais avec un retard de l'ordre de trois semaines ; les mouvements verticaux ne paraissent pas liés à la position du plan d'eau.

On est donc en présence d'un phénomène complexe, dans lequel une part pourrait être attribuée à un gonflement par imbibition du terrain (par les eaux de ruissellement et par les eaux de la retenue) et une autre part, à l'effet direct de la charge d'eau éventuellement retardé par un frottement interne des roches.

SUMMARY.

The natural lake of La Girotte has been in operation since 1923 as a reservoir at El. 80. In 1948, it was raised by constructing a 30 m high and 500 m long multiple arch dam, set out on the glacial rock seal which forms the North wall of the lake.

A few incidents lead to developing over and above the strengthening work proper, the auscultation devices, so as to detect and determine both the movements of the structure and those of the rock seal itself.

The report gives an account of the results obtained and analyses the numerous topographical and pendulum measurements carried from 1954 to 1956.

The movements of the rock seal were considerably extensive : the maximum, about a centimeter, is noted for the horizontal component in the center of the length of the rock seal; the vertical component is about half as long. The dam itself however moves but little on its foundations.

These movements are reversible but not perfectly elastic : horizontal displacement follows the variations of the reservoir level, but with about three weeks' delay; the vertical movements do not appear to be connected with the position of the water level.

The phenomenon is thus complex and can be attributed partly to swelling of the ground by soaking through the agencies of runoff and the water of the reservoir, and partly to the direct thrust of the load of water, possibly delayed by internal friction of the rock.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 81

QUESTION N° 20

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

H. CHAMAYOU
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LA SURÉLÉVATION DU BARRAGE DE L'OULE DANS LES PYRÉNÉES CENTRALES (*).

H. CHAMAYOU,
Chef du Service de l'Énergie électrique à la S. N. C. F.

HISTORIQUE.

En vue d'électrifier quelques voies ferrées existantes et d'autres en projet, la loi du 17 juillet 1908 concédait à la Compagnie des Chemins de fer du Midi l'établissement et l'exploitation d'une usine hydro-électrique. Cette usine fut celle d'Eget, dans la vallée d'Aure, mise en service à la fin de la guerre 1914-1918.

Le réservoir qui devait, concurremment d'ailleurs avec d'autres dérivations agricoles, alimenter cette usine, l'une des premières hautes chutes réalisées en France, ne fut créé qu'après la guerre, de 1918 à 1924, par la construction du barrage de l'Oule, ouvrage établi à l'aval d'un marais, vestige d'un ancien lac, sur des schistes de bonne qualité. Il s'agissait, bien entendu, d'un barrage-poids en maçonnerie, comme la plupart des ouvrages de la même époque. La fiche ci-jointe donne les caractéristiques essentielles de cet ouvrage très classique dont il convient, cependant, de souligner :

- qu'il était entièrement construit au mortier de ciment artificiel;

(*) *Heightening of the Oule Dam, Central Pyrénées mountains, France*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

— qu'il présentait un masque d'étanchéité constitué, successivement vers l'amont, par un enduit gunité armé, une couche d'asphalte et un parement en moellons; l'étanchéité obtenue était remarquable.

En 1940, la S. N. C. F. envisagea l'augmentation de la capacité du réservoir de l'Oule, permise par le volume des apports du bassin versant naturel.

Les difficultés nées de la guerre, la nécessité d'affecter à d'autres travaux d'équipement, les crédits dont disposait la S. N. C. F. ont considérablement retardé la mise au point du projet et l'exécution des travaux qui ne commencèrent, avec l'ampleur désirable, qu'en 1947.

DISPOSITIONS TECHNIQUES.

Les études préliminaires avaient abouti, en 1942, à decider de porter la réserve de 6,7 à 16,6 millions de mètres cubes. ce qui revenait à passer pour la retenue normale de la cote 1798,90 à la cote 1816,50; la surélévation de 17,60 m qui en résultait représentait 55 % de la hauteur initiale au-dessus des fondations.

L'étude du projet de surélévation a été faite en liaison avec le bureau d'études André Coyne et Jean Bellier.

Trois solutions furent envisagées :

a. Surélévation par épaississement du profil par l'amont.

Techniquement, c'était celle qui eût posé le moins de problèmes. Mais son exécution présentait une difficulté et une sujétion importantes :

— la difficulté de s'affranchir des débits de crue tant que l'engraissement n'aurait pas atteint la cote du déversoir existant (il aurait fallu, soit créer une dérivation provisoire, soit percer dans le barrage existant une galerie de vidange);

— la sujétion de se priver totalement ou partiellement du jeu du réservoir pendant les travaux, d'où une mauvaise exploitation des ressources hydrauliques et une perte importante de production à un moment où l'augmentation des besoins du pays interdisait de se priver volontairement d'une part, si minime soit-elle, de son potentiel énergétique.

b. Surélévation par contreforts et tirants.

Le croquis ci-après en donne le principe :

Des contreforts espacés de 20 m d'axe en axe, de 8 m d'épaisseur et de 4 m de largeur (dimensions approximatives) étaient adossés au parement aval existant. Ils étaient reliés, en tête, par une série de

voûtes. Un remplissage convenable, au-dessus de ces voûtes, permettait de constituer un socle servant de base à la surélévation proprement dite.

L'ensemble, pour être stable, devait être complété par un système de tirants (7 en principe, par travée de 20 m) ancrés sur 15 à 20 m de

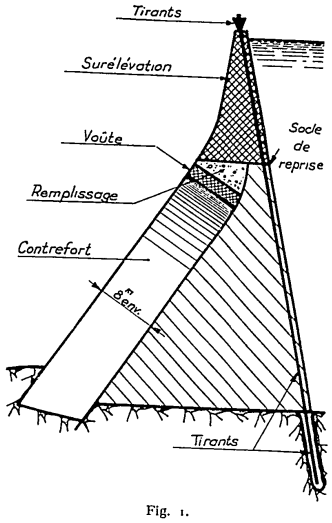


Fig. 1.

Tirants	= *Cables.*
Surélévation	= *Heightening*
Voûte	= *Arch*
Remplissage	= *Concrete filling.*
Contrefort	= *Buttress.*
Socle de reprise	= *Plinth of construction joint.*

profondeur dans le rocher de fondation et tendus, chacun à 1000 t environ, depuis le nouveau couronnement.

Cette technique de stabilisation par charges fictives avait été déjà mise en pratique avant la guerre 1939-1945 et elle était ici d'autant plus séduisante qu'elle permettait une réduction importante du volume de béton à mettre en œuvre.

Par contre, la difficulté consistait à exécuter depuis le couronnement du barrage existant, pour la mise en place des tirants, des forages

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de 30 à 70 m de profondeur et de 300 mm de diamètre, ces forages étant inclinés au même fruit que le parement amont (20 %) et devant être exécutés sans déviation notable.

L'obligation de disposer, pour le chantier de forage, du couronnement existant, constituait en outre, une gêne assez sérieuse pour l'organisation générale du chantier.

Enfin, au cours des années 1944-1945, où cette solution fut envisagée, il était pratiquement impossible de se procurer le matériel nécessaire à sa réalisation. On dut donc l'abandonner.

c. Surélévation par épaississement du profil par l'aval.

Bien moins aléatoire était la solution qui consistait à épaissir le profil du barrage existant vers l'aval. Certes, le volume de béton à mettre en œuvre était important (87 000 m³), mais on pouvait se contenter d'un béton à faible dosage en ciment; le problème de son approvisionnement n'en était pas compliqué; il ne restait que celui de la production d'agrégats en quantité suffisante.

MÉTHODE DE CALCUL.

Bien entendu, cette solution a aussi été choisie en raison de ses avantages en matière d'exploitation du réservoir existant. Il devait en résulter, pour le calcul de l'ouvrage, une particularité intéressante :

Il fallait, en effet, admettre que le béton d'épaississement pouvait être mis en place quel que soit, entre ses anciennes limites, le niveau de la retenue.

Par mesure de simplification, et aussi parce que cette hypothèse correspondait aux conditions les plus défavorables de travail de l'ensemble, on a supposé que le plan d'eau serait maintenu à son niveau ancien maximum (1799,50) pendant tout le temps de la mise en place du nouveau béton.

En désignant alors symboliquement par I, II, III et IV, les états de contraintes correspondant aux quatre schémas ci-contre, l'état final F pouvait être écrit, avec les symboles adoptés .

$$(F) = (I) + (II) - (III) + (IV),$$

les contraintes finales étant la somme des contraintes correspondant à chaque état envisagé, selon l'addition symbolique ci-dessus.

On avait, en effet, chronologiquement :

1° surélévation de l'ouvrage, l'ancien barrage étant plein, ce qui donne l'état (I) + (II);

2° vidange de la retenue ancienne, ce qui donne l'état :

$$(I) + (II) - (III)$$

3° remplissage de la nouvelle retenue, ce qui donne, enfin :

$(I) - (II) - (III) + (IV)$, c'est-à-dire (F).

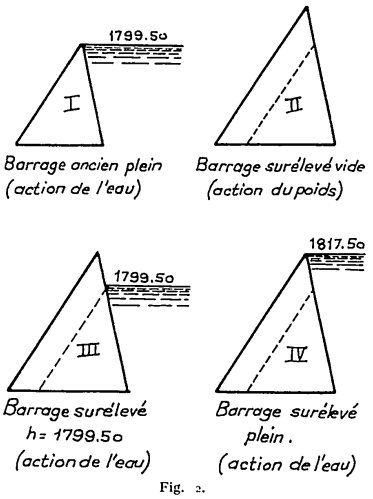


Fig. 2.

I. Barrage ancien, plein (action de l'eau)
II. Barrage surélevé, vide (action du poids).
III. Barrage surélevé $h = 1799{,}50$ (action de l'eau).
IV. Barrage surélevé plein (action de l'eau).

I. *Old dam, reservoir full (action of water).*
II *Heightened dam, reservoir empty (action of gravity).*
III. *Heightened dam Water level : 1799 50 (action of water)*
IV *Heightened dam, reservoir full (action of water).*

***

Les calculs conduits par les méthodes de la résistance des matériaux, avec, pour les cisaillements, l'hypothèse d'une répartition parabolique, ont fait apparaître l'existence d'une discontinuité dans les contraintes entre les points de l'ancien ouvrage infiniment voisins de son parement aval et ceux voisins de ce même parement, mais situés dans le nouveau massif, le graphique indiquant que le nouveau massif travaillait dans des conditions plus favorables que l'ancien barrage.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Il en résultait des efforts de liaison entre l'ancien et le nouveau massif en tout point de la surface du parement aval et, notamment, un cisaillement dont la valeur maximum était de 2,5 kg/cm².

D'autre part, au pied du parement amont, la compression, barrage

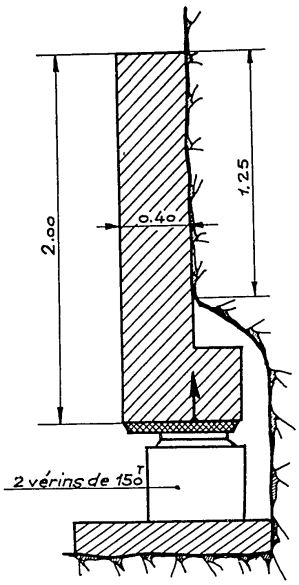


Fig. 3
Deux vérins de 150 t
Two 150 t jacks

plein, n'était que 3,15 kg/cm² pour une charge hydrostatique de 5 kg/cm². La condition de Maurice Lévy n'était donc plus satisfaite qu'aux 3/5e.

Cependant, les contraintes de compression les plus importantes restaient inférieures à 12 kg/cm², donc bien modestes au regard de la résistance du matériau mis en œuvre tant dans le barrage existant que dans le nouveau massif.

Cette question du cisaillement de contact a cependant paru assez

préoccupante pour qu'on institutât une série d'expériences sur l'adhérence béton-rocher; ces expériences, menées par le S. T. G. B. (1), ont montré que l'adhérence entre le béton nouveau et le parement de moellons de granit, serait suffisante pour s'opposer à cette contrainte en toute sécurité.

Ces essais ont consisté à appliquer un effort dans le plan du contact d'une plaque de béton et d'une paroi rocheuse sensiblement plane mais présentant, bien entendu, des aspérités (*voir* schéma ci-contre).

Ces plaques de béton avaient les dimensions suivantes :

longueur, 2,00;
largeur, 1,00;
épaisseur, 0,30.

L'effort était demandé à deux vérins de 150 t, placés comme l'indique la figure – et montés sur la même pompe — ils exerçaient ainsi le même effort.

La surface de contact mesurait 1,25 de haut et 1,00 de large. On a trouvé que la contrainte, capable de vaincre l'adhérence du béton au rocher, variait de 4 à 10 kg/cm², la dispersion s'expliquant par la diversité de nature des parois de contact.

Néanmoins, ces contraintes étaient toutes très supérieures à celles déterminées par le calcul pour le barrage.

Néanmoins, le Service du Contrôle a estimé qu'il convenait de réduire cet effort en limitant le niveau de l'eau dans la retenue pendant le bétonnage.

Il va sans dire que mise ainsi à l'abri de toute surprise, l'exécution ne devait rencontrer, sur le plan technique, aucune difficulté importante.

QUELQUES RENSEIGNEMENTS SUR L'EXÉCUTION. ÉTANCHÉITÉ.

Le rocher de fondation a été traité par forages et injections de manière à constituer un voile étanche dans le prolongement du parafouille amont du barrage existant.

Le masque de ce barrage a subi, sans modification, l'épreuve de la surpression qui lui a été imposée (18 m d'eau)

La surélévation ne comporte pas de masque : on s'est contenté de doser le béton à 300 kg de ciment par mètre cube sur 3 m d'épaisseur.

BÉTON DE MASSE.

La composition définitive du béton mis en place a été la suivante :

Sable (0-5 mm) (l)	600
Gravier (20-45 mm) (l)	370
» (70-100 mm) (l)	555
Ciment (kg)	175
Eau (l)	150

(1) Service technique des Grands Barrages alors à Mauriac.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

CADENCE DE BÉTONNAGE.

Le bétonnage a été réalisé en trois campagnes et les volumes mis en place ont été les suivants :

1948.	20 500 m³
1949...	42 500 »
1950....	24 000 »
TOTAL.	87 000 m³

En définitive, les caractéristiques du nouvel ouvrage sont celles qui figurent page 9.

CONCLUSION.

La surélévation du barrage de l'Oule telle qu'elle a été réalisée ne se recommande donc pas par une grande hardiesse technique. Les conditions économiques et les circonstances du moment ont toutes, comme nous l'avons dit, incliné à la prudence. On ne saurait le regretter.

En cas de difficultés paratechniques passagères ou permanentes, il nous a paru sage d'ajourner une solution plus élégante et, en principe, moins onéreuse.

BARRAGE DE L'OULE.

Caractéristiques techniques.
Barrage avant la surélévation.

Altitude de la retenue maximum (m)	1 798,90
Surface de la retenue au niveau maximum (ha).	43
Capacité utilisable de la retenue (m³).	6 700 000
Hauteur maximum au-dessus du point le plus bas des fondations (m)	33
Hauteur de la crête du barrage au-dessus de la crête du déversoir (m).	1
Hauteur maximum au-dessus du thalweg (m). .	25,40
Largeur maximum au niveau des fondations (m).	26
Pente des parements amont et aval par rapport à la verticale :	
Parement amont (%)	20
» aval (%)	70
Largeur au couronnement (m)	4,20
Longueur » (m).	228
Matériau constitutif du corps du barrage. . .	Maçonnerie de moellons hourdés au ciment artificiel
Constitution des parements : Aval	Moellons tétués
Constitution des parements : Amont	Masque d'étanchéité épinglé au massif comprenant un enduit gunité armé, une couche d'asphalte, un revêtement de moellons
Volume du corps du barrage (m³)	42 000

BARRAGE DE L'OULE

Caractéristiques techniques
Barrage après la surélévation.

Altitude de la retenue maximum (m). . . .	1 816,50
Surface de la retenue au niveau maximum (ha)	59
Capacité utilisable de la retenue (m³). .	16 600 000
Hauteur maximum au-dessus du point le plus bas des fondations (m). .	51
Hauteur maximum au-dessus du thalweg (m)	42
» de la crête du barrage au-dessus de la crête du déversoir (m) . .	1
Largeur maximum au niveau des fondations (m)	46
Pente des parements par rapport à la verticale	
Parement amont (%) .	20
» aval (%) . .	70
Largeur au couronnement (m)	3,60
Longueur » (m) .	234
Matériau constitutif du corps du barrage ancien	Maçonnerie de moellons
» » » de surélévation.	Béton coulé sur le parement aval et sur la crête de l'ancien barrage
Constitution des parements : Aval	Béton surdosé à 300 kg sur une épaisseur moyenne de 2,50 m
Constitution des parements : Amont .	Masque d'étanchéité
Volume du corps du barrage (m³) . .	129 000 dont 87 000 de maçonneries nouvelles

RÉSUMÉ.

HISTORIQUE.

Le barrage de l'Oule a été construit par la Compagnie des Chemins de fer du Midi de 1918 à 1924 pour alimenter l'usine d'Eget, dans la vallée d'Aure, mise en service en 1918. Il s'agit d'un barrage-poids en maçonnerie. Il fut construit en mortier de ciment artificiel, son masque d'étanchéité comportait, de l'aval vers l'amont, un enduit gunité, une couche d'asphalte et un parement en moellons.

En 1942, la S. N. C. F. décida de porter la réserve de 6,7 à 16,6 millions de mètres cubes en surélevant l'ouvrage de 17,60 m (retenue normale passant de la cote 1798,90 à la cote 1816,50).

ÉTUDES.

Deux solutions furent écartées :

a l'épaississement du profil pour l'amont, qui aurait gêné l'exploitation ;

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

b. l'utilisation de contreforts et tirants : méthode économique mais délicate : forages inclinés et exigeant un matériel introuvable en temps de guerre.

La solution retenue fut l'épaississement par l'aval.

Les calculs et les expériences faites par le Service des Grands Barrages montrèrent que les conditions de travail étaient acceptables et notamment que l'adhérence à la surface de contact de l'ancien et du nouveau massif était suffisante pour s'opposer aux contraintes calculées.

Exécution.

La phase active des travaux s'étendit de 1948 à 1950 : 87 000 m³ de béton furent exécutés avec un béton à faible dosage : 175 kg de ciment par mètre cube.

Étanchéité.

Le rocher de fondation fut traité par forages et injections de manière à constituer un voile étanche dans le prolongement du parafouille amont du barrage existant.

La surélévation ne comporte pas de masque spécial : on s'est contenté de doser, dans la zone amont, le béton à 300 kg de ciment par mètre cube sur 3 m d'épaisseur.

Conclusion.

Depuis la remise en service de l'ouvrage, ce travail n'a donné lieu à aucune remarque défavorable.

SUMMARY.

Background.

The Oule Dam was built by the Compagnie des Chemins de fer du Midi (French Southern Railway Company) for bringing water to the Aure valley for the Eget power house which was set in operation in 1918. It was a masonry gravity-dam. It was built in standard cement mortar. The watertight facing on the upstream face was composed firstly of a layer of gunite and secondly of a layer of asphalt, with a masonry face with stones.

In 1942, the Société Nationale des Chemins de fer Français (French State Railways) decided to raise the capacity from 6.7 to 16.6 million m³ by heightening the dam by 17.60 m The normal water level was thus raised from El. 1798.90 to El 1816.50.

Design.

Two solutions were rejected :

a. thickening the profile of the upstream face, a thing which would have interfered with the operation of the reservoir,

b. utilizing buttresses and cables, an economical but delicate method requiring sloping drill-holes and equipment unprocurable in war time.

The solution retained was that of thickening the downstream face.

The long experience of the Department of Large Dams and their calculations showed that the working conditions were acceptable and specially that the bond at the surface of contact between the old structure and the new was adequate for resisting the calculated stresses.

Execution.

The active phase of the work extended from 1948 till 1950 : 87 000 m³ of concrete with low cement content : 175 kg cement per cubic meter, were placed.

Watertightness.

The bed rock was treated by drilling and grouting, so as to establish a watertight blanket in the extension of the upstream cut-off of the existing dam.

The heightening required no special facing : the cement content was simply increased to 300 kg of cement per cubic meter on the upstream face, for of thickness of 3 meters.

Conclusion.

Since the dam was set in service after heightening, the work has given rise to no unfavorable remarks.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 82

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

PLICHON
ET WEINGAERTNER
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

RAPPORT SUR LE COMPACTAGE DES MARNES DURES DE SAINT-ESTÈVE (STAMPIEN) (*).

J. N. PLICHON,

Directeur adjoint
de la Région d'Équipement hydraulique Alpes III,
de l'Électricité de France

et P. WEINGAERTNER,

Chef de l'Aménagement de Saint-Estève-Janson,
Région d'Équipement hydraulique Alpes III,
de l'Électricité de France.

1. GÉNÉRALITÉS.

L'équipement hydroélectrique de la Basse-Durance consiste dans la réalisation de cinq chutes en série, équipées pour un débit de 250 m³/s entre la cote 256 et la cote 0.

La chute de Jouques, la première depuis l'amont, sera mise en service en 1959; les travaux de la suivante, celle de Saint-Estève-Janson, sont commencés et leur achèvement prévu pour 1962.

Cette chute comporte au total près de 30 km d'un canal d'une section moyenne de 260 m² au niveau des berges.

(*) *Report on compaction of stampian hard marls and clays at Saint-Estève (France).*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Une partie des travaux de terrassement doit être exécutée dans des alluvions, mais la plus grande partie doit se trouver dans des terrains du Stampien. Les premières reconnaissances ont montré que ces terrains présentaient des caractéristiques très particulières rendant difficiles leur extraction, leur compactage dans les remblais des digues du canal, et leur protection par le revêtement. Dans ces conditions, il a été décidé d'exécuter un tronçon d'essai, de 500 m de longueur, à la vraie dimension du canal, pour examiner la meilleure façon de résoudre ces trois problèmes.

Par la suite, nous n'examinerons que le problème de la mise en remblai compacté qui revêt une certaine importance puisqu'au total, 1 250 000 m³ de terrains du Stampien doivent être utilisés à la constitution des digues.

2. CARACTÉRISTIQUES DES TERRAINS DU STAMPIEN DE SAINT-ESTÈVE.

2.1. Géologie.

Le Stampien (ou Rupélien) appartient à l'Oligocène.

On peut distinguer trois niveaux dans cet étage, mais le canal de Saint-Estève ne rencontrera que les terrains correspondant aux niveaux inférieurs et moyens, dont les caractères sont d'ailleurs voisins.

Ce sont des formations détritiques comprenant des conglomérats gréseux, des grès plus ou moins grossiers, des argiles gréseuses, des marnes et des calcaires marneux.

Ces roches se présentent sous forme lenticulaire, l'épaisseur des lentilles étant très variables. Si les grès et les poudingues ne présentent pas de caractères particuliers, il n'en va pas de même des marnes et argiles et c'est sur celles-ci qu'ont spécialement porté les études.

2.2. Identification des marnes et argiles du Stampien.

Au point de vue de la réalisation des travaux la distinction entre argiles et marnes ne présente que peu d'intérêt : aussi nous avons, d'une manière générale, appelé ces terrains « marnes ». Il s'agit, en réalité, d'une gamme passant d'une façon continue de l'argile à la marne et au calcaire marneux.

Ce sont des terrains compacts, relativement solides qui ne peuvent être attaqués par des engins tels que pelles et scrapers, dès qu'une couche altérée de quelques décimètres a été enlevée. Leur couleur varie du blanc au rouge en passant par le jaune et le marron.

Il est possible toutefois de reporter ces terrains en deux classes :

Marnes supérieures jaunâtres et grisâtres. — Elles sont assez sableuses, contiennent 10 à 30 % d'argile et 90 à 70 % de carbonate et de quartz; leur densité varie de 1,6 à 2.

Marnes inférieures rougeâtres. — Un peu moins fréquentes que les précédentes, elles sont assez fortement colloïdales, contiennent de 50 à 80 % d'argile et de 50 à 20 % de carbonate et de quartz; leur densité varie de 2 à 2,3.

Il y a lieu de noter que les carbonates qu'elles renferment contiennent de la magnésie, et que ceci explique le gonflement d'échantillons ne comportant pas d'argile fortement gonflante.

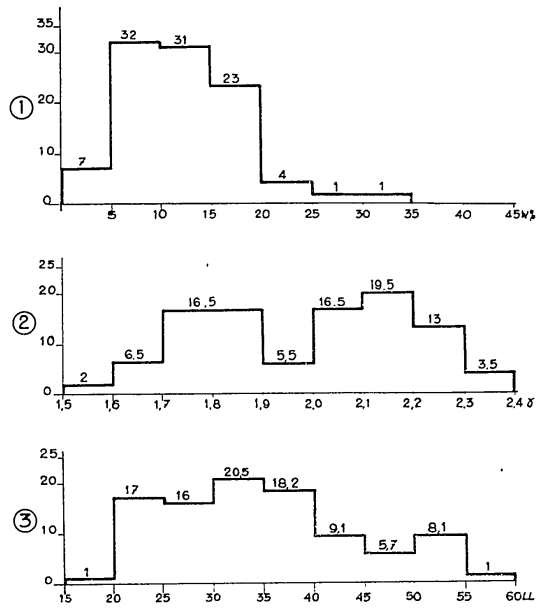


Fig. 1.

Diagramme de fréquence
des résultats d'essais d'identification sur Stampien par rapport à :
W, teneur en eau; γ, densité sèche; L. L., limite de liquidité.

Diagram of frequency
of results of identification tests on Stampian, as a function of
W, *water content;* γ, *dry density;* L. L., *liquidity limit.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les autres caractéristiques des marnes de Saint-Estève sont les suivantes :

Teneur naturelle en eau : de 1 à 20 %, moyenne 12 %;

Limite de liquidité : de 20 à 40 pour les jaunâtres, de 30 à 55 pour les rougeâtres;

Indice de plasticité : IP = 0,73 (L. L. — 11);

Résistance à l'écrasement sur échantillon intact : de 6 à 27 kg/cm², en moyenne de 15 à 20 kg/cm².

Pénétration Proctor : le plus souvent supérieure à 170 kg/cm²;

Poids spécifique : de 2,60 à 2,80 (*fig.* 1).

3. COMPORTEMENT EN PRÉSENCE DE L'EAU OU DES AGENTS ATMOSPHÉRIQUES.

3.1. L'immersion d'un échantillon de Stampien dans l'eau provoque une rapide désagrégation du matériau : les échantillons foncés sont complètement délités en un temps qui peut varier de quelques minutes à 5 h. Les échantillons gris et jaunâtres sont très fissurés en un ou deux jours (*fig.* 2).

3.2. D'autre part, l'essai œdométrique donne une pression de gonflement qui peut atteindre des valeurs assez importantes (entre 2 et 8 kg/cm²).

Cette pression de gonflement disparaît très rapidement pour une très faible variation de volume (augmentation de l'indice des vides de 5 à 10 %)

3.3. Les marnes extraites et mises en dépôt s'altèrent sous l'influence des agents atmosphériques en donnant un matériau de fragmentation variée au bout d'un temps compris entre trois semaines et trois mois suivant les conditions météorologiques et la nature des matériaux (*fig.* 3).

CAPTION OF FIGURE 2 (*continued*)

(4) *Dark brown Stampian before immersion.*
(5) » » » *after* 1 h *immersion.*
(6) » » » » 24 h »
(7) » » » » 48 h »
(8) *Red Stampian before immersion.*
(9) » » *after* 5 mn *immersion.*

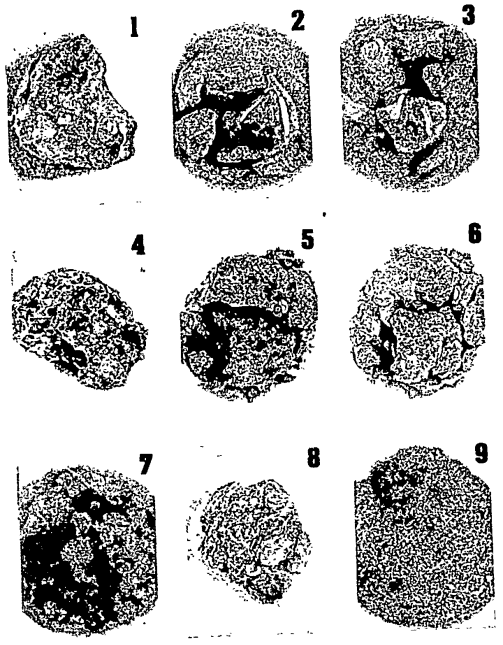


Fig. 2.

(1) Stampien gris blanchâtre avant mise à l'eau.
(2) » » » immergé depuis 24 h.
(3) » » » immergé depuis 48 h
(4) » marron foncé avant mise à l'eau.
(5) » » » immergé depuis 1 h.
(6) » » » » » 24 h
(7) » » » » » 48 h
(8) » rouge avant mise à l'eau
(9) » » immergé depuis 5 mn

(1) *Whitish grey Stampian before immersion*
(2) » » » *after* 24 h *immersion*
(3) » » » » 48 h »

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

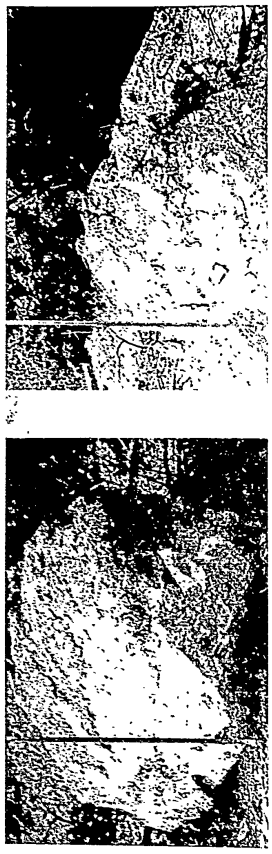


Fig. 3.

I Bloc de marne fraîchement extrait
II Même bloc désagrégé après trois mois de séjour à l'air

I. *Freshly excavated marl block.*
II. *Same block, disintegrated after three months' weathering.*

4. NÉCESSITÉ DE PROCÉDER A DES ESSAIS SYSTÉMATIQUES.

Rappelons que les travaux du canal de Saint-Estève nécessitent l'extraction de 3 millions de mètres cubes de Stampien et la mise en remblais compactés pour la constitution de digues homogènes de 1 250 000 m³ des mêmes matériaux.

L'utilisation de matériaux de remplacement aurait soulevé de grandes difficultés et aurait certainement conduit à des dépenses très supérieures.

Dans ces conditions il a d'abord été procédé à des essais classiques de laboratoire qui ont permis d'espérer qu'une solution économique de compactage pourrait être trouvée, si le fractionnement obtenu sur le chantier était satisfaisant.

Une deuxième étape a donc consisté à examiner sur le chantier d'essai, si une extrapolation des résultats de laboratoire était valable en vraie grandeur.

5. RÉSULTATS D'ESSAIS EN LABORATOIRE.

Ces essais ont porté sur la détermination des courbes Proctor et sur des mesures à l'appareil à contraintes triaxiales.

Les essais Proctor en laboratoire ont été faits sur matériaux correctement fractionnés. Ils ont conduit à des teneurs en eau optimum comprises entre 12 et 16 % et à des compacités optima entre 1,70 et 1,90 (densités sèches).

Ces résultats obtenus au Proctor normal correspondent à des teneurs en eau légèrement supérieures à la teneur en place et à des densités souvent plus faibles que la densité en place.

La difficulté résidait dans le fractionnement.

Les essais triaxiaux ont été des essais non consolidés rapides et consolidés rapides, tant sur le matériau intact que sur matériaux compactés.

Les essais non consolidés rapides donnent des résistances au cisaillement très élevées :

intacts : de 1 à 6 kg/cm²;
consolidés : de 0,5 à 2,3 kg/cm².

Ces résultats sont très dispersés en raison de l'hétérogénéité des matériaux.

Les essais consolidés rapides ont été faits après consolidation sous très faible charge (50, 100 et 200 g/cm²) pour connaître le comportement du matériau en présence d'eau sous faible charge.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La résistance au cisaillement après consolidation :
sous 50 g/cm² est toujours supérieure à 3 t/m²;

" 100 " " 4,75 "
" 200 " " 6 "

Avec le matériau compacté, ces chiffres deviennent respectivement : 2,3 et 4 t/m².

Ces chiffres font ressortir une augmentation très rapide de la résistance au cisaillement avec la charge, due à la fois à l'angle de frottement interne et à l'augmentation de la cohésion.

D'après ces essais de laboratoire, le Stampien doit conserver des caractéristiques mécaniques satisfaisantes à très faible distance du talus. Ceci a été vérifié dans des fouilles de reconnaissance ouvertes durant plusieurs mois, et, ultérieurement, dans les essais en vraie grandeur.

6. ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR.

Ces essais ont été effectués sur plus de 100 000 m³ de terrains du Stampien, et ont porté sur les points suivants :

6.1. Fragmentation des matériaux jusqu'à obtention d'une granulométrie satisfaisante.

6.2. Choix des engins et méthode de compactage.

6.1. Fragmentation des matériaux.

6.1.1. Fragmentation par vieillissement naturel.

Ainsi qu'il a été indiqué ci-dessus, l'exposition prolongée aux agents atmosphériques détermine une fragmentation naturelle. Il s'est révélé que cette fragmentation était suffisante pour obtenir un bon compactage: elle nécessité la mise en stock des déblais pendant un temps assez long (1 à 3 mois), la reprise de ces déblais et leur mise en place : ceci conduit à une opération supplémentaire et à une complication très grande du programme de terrassement.

Les résultats de cette fragmentation naturelle sont indiqués dans le graphique ci-joint (*fig. 4*).

6.1.2. Fragmentation par vieillissement artificiel.

Les inconvénients pour la conduite du chantier résultant de l'application de la méthode ci-dessus ont conduit à chercher à accélérer le vieillissement et à supprimer le passage en dépôt. Deux processus ont été essayés

6.1.2.1. *Arrosage et remaniement successif du matériau déposé à son emplacement définitif.*

Ce processus a conduit à un échec.
La fragmentation nécessaire ne s'obtenait finalement qu'avec une grande dépense d'engins.

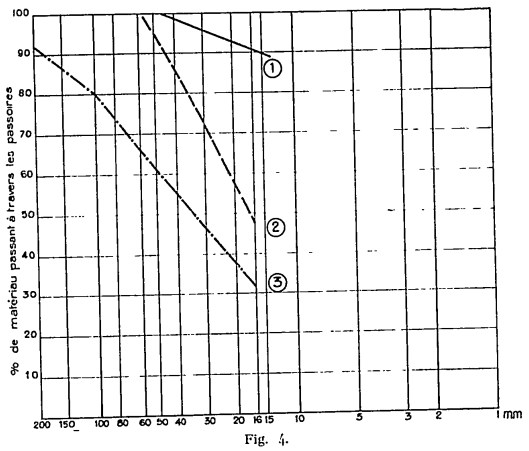


Fig. 4.

Fragmentation par vieillissement naturel ou artificiel :

(1) Granulométrie du Stampien délité après 2 à 3 mois d'exposition à l'air et simple régalage.
(2) Granulométrie du Stampien humidifié en place après soufflage (Extrait 15 jours après, régalé, deux passages de P M. 90, 10 passages de R. T 20 en position n° 2.)
(3) Courbe granulométrique de comparaison d'un Stampien non délité, non humidifié en place, après régalage

Fragmentation through natural or artificial ageing

(1) *Grading of fragmentated Stampian after 2-3 months' weathering and simple spreading.*
(2) *Grading of placed and watered Stampian after extraction by explosives. (Withdrawn 15 days later, spread, two passes of* P. M.90 *roller, 10 passes of* R. T 20 *in position No.* 2.)
(3) *Comparative grading curve of non fragmentated, non watered Stampian not watered when dumped after spreading.*

The ordinates give the percentages of materials passing through the screens.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

6.1.2.2. *Arrosage des matériaux en place, après soufflage à l'explosif et avant extraction.*

Cette méthode s'est révélée particulièrement intéressante; l'extraction se trouve facilitée, les matériaux étant relativement petits et se fragmentant facilement au chargement.

Ensuite, deux ou trois passages du rouleau P. M. 90 permettent d'obtenir le fractionnement désiré.

Les quantités d'eau necessaires sont de l'ordre de 10 % en poids; les matériaux absorbent plus efficacement l'eau lorsqu'ils sont en fouille que lorsqu'ils sont répandus avant compactage: on obtient ainsi directement la teneur en eau de l'optimum Proctor et de façon très homogène.

Le délai, qui ne présente plus d'inconvénient pour la conduite des travaux, paraît devoir être supérieur à 8 jours.

Les résultats sont indiqués dans le graphique de la figure 4.

6.1.3. Fragmentation mécanique.

6.1.3.1. *Fragmentation par engin classique de chantier :*

en place :

6.1.3.1.1. Scraper. Valable seulement dans les parties les plus tendres;

6.1.3.1.2. Rooter. Pas de résultat satisfaisant; les dents arrachent de grandes dalles ou passent toujours dans les mêmes saignées;

6.1.3.1.3. Rock-rake. Faible débit. Blocs de 50 à 100 mm;

sur matériaux déposés à l'emplacement définitif :

6.1.3.1.4. Bulldozer. Bonne fragmentation par ripage alternatif des chenilles avec engin lourd (genre D 8, D 9), mais grande fatigue du matériel;

6.1.3.1.5. Charrues à disques, à socs, etc.; Il faut un nombre considérable de passages avant fragmentation satisfaisante;

6.1.3.1.6 Cylindre lisse. Provoque le compactage d'une croûte superficielle, sans fragmentation suffisante dans la plus grande partie de la couche;

6.1.3.1.7. Rouleau pieds de mouton (P. M. 90). La granulométrie obtenue n'est pas entièrement satisfaisante car la fragmentation des blocs s'arrête lorsque leur dimension est inférieure à celle de l'intervalle entre deux pieds.

Les résultats sont indiqués dans le graphique de la figure 5.

6.1.3.2. *Fragmentation par engin de concassage.*

6.1.3.2.1. Broyeur fixe.

Il semble qu'un bon résultat pourra être obtenu soit avec un broyeur à mâchoires, soit avec un concasseur à cylindre denté (*voir* courbe

granulométrique, *fig.* 6). Cette méthode présente plusieurs inconvénients : installation lourde, reprise des matériaux, nécessité d'opérer sur des matériaux relativement secs.

6.1.3.2.2. Broyeur mobile : sur les matériaux déposés avant compactage.

Des essais ont été effectués avec un appareil prototype (Domenighetti, Milan) : il comportait un rotor à marteaux articulés, monté sur chariot. La fragmentation est obtenue par déplacement de l'engin sur une couche de matériaux de 30 à 40 cm.

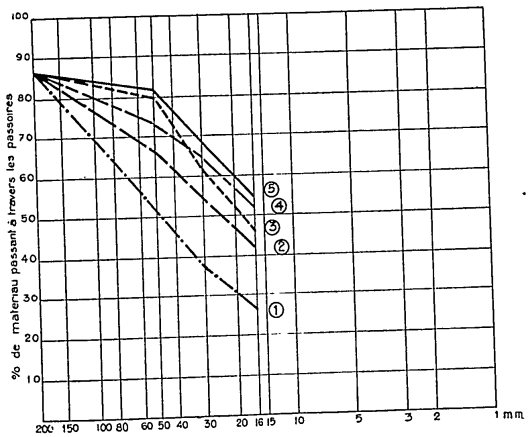


Fig. 5.

Fragmentation au rouleau pied de mouton P. M. 90 :
(1) Granulométrie après simple régalage au bulldozer.
(2) " " 6 passages du P. M. 90.
(3) " " 12 " "
(4) " 18 " "
(5) " 24 " "

Crushing by P. M. 90 *Sheepfoot roller.*
(1) *Grading curve after simple spreading by bulldozer.*
(2) " " " 6 *passes of a* P. M. 90 *roller.*
(3) " " " 12 " " "
(4) " " " 18 " " "
(5) " " " 24 " " "

The ordinates give the percentages of materials passing through the screens.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les résultats sont satisfaisantes (*voir* courbe, *fig.* 6). La fragmentation est très homogène et s'opère même à la teneur en eau de l'optimum Proctor.

Il reste à savoir si des engins de ce type sont susceptibles de travailler de façon économique.

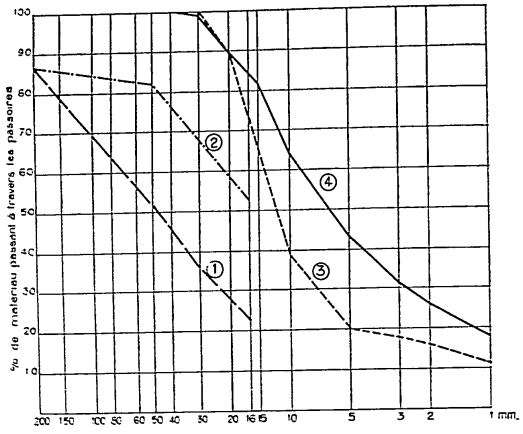


Fig. 6

Comparaison des fragmentations obtenues apres les engins mecaniques suivants :

(1) Granulometrie après régalage au bulldozer
(2) 24 passages de P. M. 90
(3) obtenue au broyeur fixe à mâchoires
(4) mobile (Domenighetti)

Comparison between crushing results obtained with following equipment.

(1) *Grading after after spreading by bulldozer*
(2) *24 passes of* P. M. 90 *sheepfoot roller*
(3) *obtained with fixed jaw crusher.*
(4) *Domenighetti mobile crusher*

6.1.3.3. *Fragmentation par soufflage à l'explosif.*

Dans la plupart des cas il est nécessaire de procéder à un soufflage du terrain pour permettre son extraction. Il est donc interessant d'en profiter pour améliorer la fragmentation (accélération du vieillissement artificiel et amelioration du travail des engins). Les essais actuels ne

permettent pas de conclure, sinon pour indiquer que les meilleurs résultats ont été obtenus avec des explosifs brisants et que les dispositions du plan de tir ont une grosse influence sur la fragmentation obtenue.

6.2. Choix des engins et méthode de compactage

6.2.1. Cylindre lisse (15 t).

Cet engin provoque un compactage très superficiel et la couche ainsi compactée est très feuilletée

6.2.2. Rouleau à pneus (6 et 7 kg/cm²).

Croûte très superficielle et aucun compactage interne.

6.2.3. Pieds de mouton.

6.2.3.1. *Rouleau Heil* (8 à 14 kg/cm²).

Il faut jusqu'à 30 passages pour obtenir la densité sèche voulue.

6.2.3.2. *Tournepied* R. T. 20 (6, 16 et 42 kg/cm²).

A 6 kg/cm² : Même resultat que le cylindre lisse.

A 16 kg/cm² : Compactage très satisfaisant après 10 à 12 passages (environ 75 à 90 tm/m³).

A 42 kg/cm² : Labourage de la couche à compacter : Les pieds pénètrent jusqu'à la couche précédente et remanient continuellement le terrain sans apporter aucune consolidation, même après un très grand nombre de passages.

6.2.3.3. *Rouleau* P. M. 90 (55 à 120 kg/cm²).

Résultats identiques au R. T. 20 à 42 kg/cm². Provoque, en plus, une désorganisation de la couche précédente déjà compactée (*voir* Tableau 1).

Tableau 1

Engins	Mode de fractionnement.	Nombre de passages	Densité sèche (% proctor normal).
Rouleau Heil	Charrue sur matériaux fraîchement extraits	10	75– 85
		15	81– 88
		20	86– 90
		30	101–106
P. M. 90 (6 à 8 passages sur matériaux fraîchement extraits)		10	85– 98
		15	94–100,5
		20	94–100,5
R. T. 20 (Position 2)	P. M. 90 [6 passages sur matériaux (§ 6121)]	10	100–104
		20	102–104
	P. M. 90 [3 passages sur matériaux (§ 6122)]	10	102–105

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

6.2.4. Engins vibrants.

Non encore essayés sur le chantier :

Il ne semble pas que ce type d'engins puisse donner satisfaction.

En résumé, il semble que l'engin à utiliser devra avoir des caractéristiques conduisant à des pressions spécifiques de l'ordre de 15 à 20 kg/cm² pour des surfaces de pieds assez grandes (15 % de la surface totale), de façon à dispenser une énergie de compactage importante pour un nombre réduit de passages.

La forme des pieds serait à étudier pour éviter un arrachement du terrain lors de la remontée du pied.

A noter également qu'après compactage avec un engin de ce type, le passage d'un rouleau exerçant une pression de 50 kg/cm² ne provoque plus qu'un très faible poinçonnement.

6.2.5. Méthode de compactage.

Les différentes opérations se succèdent dans l'ordre suivant :

6.2.5.1. Le matériau, convenablement fragmenté (ce qui doit être vérifié par un contrôle granulométrique du fractionnement), est répandu en couches de 30 cm d'épaisseur.

6.2.5.2. La teneur en eau doit, si possible, être alors très voisine de l'optimum (12 à 16 %), car l'humidification sur place par arrosages et hersages successifs ne permet qu'une répartition très hétérogène de l'addition d'eau et la dessiccation demande un temps assez considérable.

En cas de pluie il y a lieu d'arrêter tout travail de compactage.

Une bonne précaution consisterait à mettre à l'abri de l'eau les couches en cours de travail, par la constitution d'un couvercle imperméable rapidement obtenu par le passage d'un cylindre à pneus.

6.2.5.3. Passage des engins de compactage jusqu'à obtention de la densité sèche voulue, vérifiée systématiquement.

6.2.5.4. Scarification très superficielle (quelques centimètres) avant dépôt d'une nouvelle couche.

6.2.6. Importance de la granulométrie de fragmentation avant compactage.

Le résultat du compactage des marnes de Saint-Estève ne peut être contrôlé par la seule valeur de la densité sèche en place. Celle-ci peut arriver à des valeurs très convenables sans que, pour autant, le matériau soit homogène : Si la granulométrie est par trop riche en gros éléments, il subsiste à l'intérieur de ceux-ci, ou entre ceux-ci, des cavités qui peuvent permettre des circulations : il y a en somme, à densité apparente égale, concentration des vides: d'où possibilité de circulation de l'eau.

Il faut donc rechercher à la fois une granulométrie de fragmentation inférieure à certaines limites et une densité sèche voisine de celle du Proctor normal.

7. CONCLUSIONS

Les essais entrepris montrent qu'il est possible d'obtenir, avec les argiles et marnes dures du Stampien de Saint-Estève, des remblais homogènes parfaitement compactés. Les résultats paraissent maintenant au point, il semble encore possible d'apporter des perfectionnements aux engins, pour améliorer les rendements industriels.

Il est bon d'insister sur le fait que la qualité satisfaisante des compactages ne peut résulter que d'une étroite collaboration entre Maître d'œuvre et Entrepreneur, et qu'à tous les stades un contrôle rigoureux doit suivre le travail des engins.

RÉSUMÉ.

Le canal de Saint-Estève nécessite le compactage de plus d'un million de mètres cubes de marnes et argiles dures du Stampien.

Des essais ont été entrepris en laboratoire et aussi en vraie grandeur. Ils ont montré qu'il était possible d'obtenir un compactage satisfaisant lorsque les matériaux étaient fragmentés.

Cette fragmentation se produit naturellement par exposition aux intempéries : des méthodes ont été mises au point qui permettent de la réaliser dans des conditions normales de chantier.

Avec les méthodes habituelles et l'emploi d'un rouleau pied de mouton, de caractéristiques voisines de celles du compacteur utilisé pendant les essais, on obtient des densités satisfaisantes au prix d'une dépense d'énergie de compactage acceptable.

Dans la conduite du chantier le fractionnement des matériaux devra être contrôlé soigneusement.

SUMMARY.

The Saint-Estève canal required the compaction of more than a million cubic meters of stampian marls and hard clays.

Tests were carried out both in laboratory and full-scale conditions. They showed that satisfactory compaction can be obtained if the materials are fragmented.

Such fragmentation results naturally from exposure to weathering, but methods for realising it in ordinary field conditions have been worked out.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

With standard methods, using a sheepfoot roller whose characteristics are close to those of the tamping roller used during the tests, satisfactory densities are obtained for an acceptable outlay on compaction energy.

The crushing of the materials will have to be carefully checked on the job.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

QUESTION N° 21

M. ROCHA, J. LAGINHA SERAFIM
A. F. DA SILVEIRA ET M. Q. GUERREIRO
(PORTUGAL)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

OBSERVATION OF CONCRETE DAMS. RESULTS OBTAINED IN CABRIL DAM (*).

MANUEL ROCHA,
Acting Director,
Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal,

J. LAGINHA SERAFIM,
Research Engineer,
Head of Dams Studies Section

A. F. DA SILVEIRA,
Assistant Research Engineer,

and M. Q. GUERREIRO,
Assistant Research Engineer.

1. INTRODUCTION.

The study of the problems of observation of dams was initiated in Portugal when, in 1946, the construction of the large dams of the National Electrification Plan was started. In this task the various

(*) *Observations des barrages en béton. Résultats obtenus sur le barrage du Cabril.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

bodies responsible for the construction and safety of these structures and the owners of the dams collaborated with the Laboratório Nacional de Engenharia Civil (L. N. E. C.). Their personnel and teams of the L. N. E. C. place the instruments and take the readings regularly. Other teams, in the Laboratory, test the materials of the dams, make the computation of the measurements and the interpretation of the results. In such computation I. B. M. punched card machines are now being used; their utilization greatly improved the speed and the scope of the analysis of data.

All the work is planned well before starting the construction of the dam. In the observation plan the measurements to be made, methods and equipment to be adopted with details of their characteristics and exact positions, procedures for mounting, reading program, details of connections and terminal boards, reading stations, concrete sampling, tests to be carried out in the laboratory, details of the computations of data for the interpretation of the results, etc., are all indicated.

The planning of the measurements is made taking into consideration the results of model tests and of the studies of the foundations, and also the specific problems the investigation of which is considered of interest at the time.

It must be stressed here that the observations made not only enabled a large progress in the design of the large Portuguese dams of double curvature type [1], [2] but also greatly increased the confidence in their safety especially during their first loadings during which very frequent readings of the instrumentation are made. On the other hand many important phenomena which occur in the dams have been understood or are being investigated. Among them can be mentioned deformations and settlements of the foundations, valley displacements, joint movements in double curvature dams, temperature evolution during construction owing to the different materials and methods of construction used, temperature distribution and heat conduction after the dam is put into service, influence of the sun radiation and the exposure of the dam on its thermic conditions, distribution of stresses and strains along the thickness, influence of open joints and of other singularities on the field of stress in the dam, variations of strains and stresses with time, stresses near the surface of the dam due to various phenomena (temperature, capillary forces, etc.), evolution of the moisture content of concrete and of pore water pressures, distribution of uplift pressures in the foundations, etc.

Furthermore only the observation of the dams makes it possible to judge the value of the methods of analysis used in the design, either model testing or analytical methods. The comparison of results obtained in models and in the prototype has already shown the reliability of the experimental method of designing concrete dams.

Finally it is pointed out that the knowledge obtained from the observation is being more and more used in the constructions subsequently undertaken.

It is important to note that if the observation of a dam is undertaken

only for the purpose of controlling the safety it is not necessary to measure the same quantities as when it is undertaken for the study of its behaviour. For the control of safety, the observation of the displacements and of some strains in the most stressed points have been considered enough. Now it is being considered advisable, in order to decrease the cost of the observation and to increase its reliability, to take observations in a few points, to make more and more careful observations and to duplicate the instruments. Also emphasis has been placed in the comparison of the results obtained by different methods (stress meters and strain meters; geodetic, slide target and pendulums, etc.).

So far it has been very difficult to take full advantage of the results of the observation, as methods of interpretation capable of showing the effects of each one of the parameters that influence the behaviour of a dam have not been devised. A method for that interpretation developped at the L. N. E. C. is presented in another report to this Congress [3].

In this paper a short discussion of the methods of observation used is made and the typical results obtained as well as the most interesting analysis of such results are presented for the case of Cabril dam. Results of the observation of other dams and their interpretation are referred to in other reports [3], [4].

A table of the nine Portuguese concrete dams now being observed and the instruments placed in them is given in the Appendix.

2. TECHNIQUES AND INSTRUMENTS USED IN THE OBSERVATION OF CONCRETE DAMS [5].

a. The measurement of external loadings is essential in the observation of dams, especially for the interpretation of the results. Thus the hydrostatic pressure in the reservoir or in the tail water, the air temperature at the site, the reservoir water temperature at various depths and solar radiation (through measurements of temperatures at the faces of the dams) must be determined continuously if possible. All these measurements are not difficult to take.

In seismic regions the determination of earthquake effects and in cold regions the measurements of ice loads must be made.

b. The *measurement of horizontal displacements* of the points in the dam and its foundation in relation to points in the ground is being made by two methods : the geodetic method and the slide target method. The first, as applied now in Portugal [6], is a very accurate one (errors smaller than 0.5 mm are obtained) and, owing to the close agreement between the results obtained for points of the crown of the dams by the two methods, the second one is now generally used only for checking purposes.

c. The *vertical components of the displacements* are measured in the crest of the dams and along the access roads, but sometimes, as in the

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

case of Cabril dam, they are measured in the galleries and along the socket in the lower part of the structure. Such measurements are made by precision leveling [7] with which errors of less than 0.2 mm are obtained.

The measurement of horizontal and vertical displacements is made very frequently during the first loading of the dams but after that they are generally made two or three times a year.

d. Measurement of the relative displacements of points within the dam are being made using pendulums [8] and clinometers. Using improved optical coordinometers both the tangential and radial displacements are determined with a very good accuracy, taking readings of the pendulum wire from one single position of the coordinometer.

In France [9] types of recording pendulums have been used which seem to give very good results.

The determination of the relative displacements by means of computations from clinometer readings are not being much used in Portugal, as difficulties were found in the use of such instruments [5].

All the measurements of these instruments are taken fortnightly but it is now considered of great interest to make a continuous record.

e. The *measurement of strains* is one of the major concerns in the observation of the Portuguese dams [10]. The attempts made to measure them at the faces demonstrated that satisfactory results cannot be obtained from common gauges. Perhaps gauges with large base lengths used in galleries could give dependable information. As a result, at present, all strain measurements are made with apparatus placed inside the concrete [11].

The apparatus already used in Portugal consists of vibrating wire strain meters (Telemac, L. N. E. C. and Galileu) and electric resistance strain meters (Carlson). The analysis of the behaviour of the various types made it possible to define the adequate characteristics for long term observations of strains [10].

The arrangement of the meters in the dams has been subject to a constant improvement. At present it is preferred to place redundant meters at each point even though less points are observed. In the meters near and parallel to the faces there are 6 meters per group and in the interior 9 meters. Besides, a no-stress strain meter is placed near each group. It enables the measurement of concrete volume changes which are independent of the stresses in the concrete.

It is to be stressed that the placing techniques, the types of cables, the terminal boards and other details, which have been successively improved, have a fundamental bearing on the quality of the results.

The strain meters are read according to an established program which demands very frequent measurements till the concrete has reached the maximum temperature after which fortnightly readings are taken. This interval was considered to be the maximum for reliable results. However, as now the influence of variations in external conditions occurring in the 15 days period has been observed, it seems very

advissble to have more frequent readings. For very thin dams, where daily effects are important, only continuous records can give the necessary picture of the variation of strains. So the use of recording instruments is being considered for reading the strain meters.

The calculation of length changes, the corrections for the consistency of the readings of the various meters of one group, the corrections for the volume changes and the Poisson's ratio and the computation of stresses from strains are being made using I. B. M. punched card machines, as by hand the total work to be done would require too large a number of people. The stresses are computed from the strains either assuming that the concrete is elastic when the time interval is short and the concrete of the dam is already some years age, or assuming the visco-elastic behaviour when the concrete is young. The computations using this assumption are made according to methods developed by the U. S. Bureau of Reclamation and enable the stresses in the concrete to be determined from the beginning of the construction. For such computation creep tests are being carried out either on concrete samples in mass cured state for room temperature and for temperature up to 50° C, or on concrete samples immersed in water.

f. Direct *measurement of stresses* is of the greatest importance. So, one of the main goals in the observation of structures must be the development of reliable instruments and methods for such measurements. As a matter of fact the computation of stresses from observed strains is laborious and requires the knowledge of the mechanical properties of the concrete. Such properties besides being very complex generally show important variations from point to point, and also change with temperature and other conditions of the concrete.

Two types of apparatus are used in the observation of Portuguese dams. The first, developed in the L. N. E. C., consists of a long steel cylinder having a deformability about 1/3 of that of the concrete which is embeded when the latter is laid. The measurement of the stress in the cylinder is made through a vibrating wire located inside it. The variations of Young's modulus of concrete due to age and creep are not considered to alter the stress in the cylinder [12]. The experience obtained with this instrument is not yet sufficient to be conclusive.

Another instrument used lately is the Carlson stress meter [13]. Results recently obtained [14] show that this type of instrument when properly placed can measure the existing normal stress with good accuracy.

The relief of stresses through drilling bore holes at the faces of the dams is being regarded as a method for the direct determination of stresses in some particular cases. The method has already been used in Portugal with success for the determination of internal stresses in rocks.

g. Great emphasis is placed on the *measurements of temperatures* inside the dams. An accurate measurement of temperature at various points of a dam is indispensable, as most of the readings and phenomena occurring in the dams depend on the temperatures. Besides,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the temperature measurements make it possible to control the construction program and to choose the best moment for grouting the joints. In the first Portuguese dams observed, electrical resistance thermometers were used but now thermoelectric couples are preferred [15]. Carlson type instruments also allow good measurements of temperature to be made simultaneously with other readings.

h. Measurements of pore water pressures in the concrete are being made with Carlson type meters [16]. The slow penetration of the reservoir water in the concrete pores has not yet made it possible to reach a conclusion about such instruments. Only very small pore pressures are now beginning to be noticed in the observed dams.

i. Uplift pressures in the foundations are being observed in Cabril dam with manometers connected to tubes fixed into holes in the foundation.

j. Attemps to measure the *moisture variation in the concrete* are being made by using two copper plates placed 10 cm apart inside the concrete The resistance to an alternating current between the conductors is related to the variations of moisture of the concrete. Another identical piece of apparatus is hermetically sealed inside a metallic case after filling the latter with concrete. This is considered as a reference instrument. From the measurements made no conclusion can yet be drawn.

k. The *measurement of joint openings* [17] in the dams is important not only to control the joint grouting but also for the interpretation of the results of observation. Instruments can be used inside or on the surface, either in the faces of the dam or in galleries. The first are vibrating type (Galileu) or electric resistance (Carlson) gauges. On the surface inserts are fixed on both sides of the joints and readings are taken with mechanical dial gauges. By placing three inserts in each point not only the opening but also the sliding of the adjacent blocks can be measured.

The readings of all the instruments placed inside the concrete are being made fortnightly but the need is recognised for more frequent or even continuous readings.

l. The *existence of a laboratory* where tests can be made, in accordance with the needs of the observation, is considered essential. Such tests include the calibrating of the instruments, determination of thermal and mechanical properties of the concrete, etc.

3. CABRIL DAM.

The Cabril Dam is a double curvature concrete arch dam, about 135 m high, 292 m crest length in the arch, 160 m upstream maximum radius, 19 m maximum thickness at the base, 4.5 m minimum thickness at the crest and a total volume of 340 000 m³ of concrete (*fig.* 1). The dam foundations are hard sound granite of a very homogeneous

formation. Around the foundation a socket was made not separated by any joint from the arch itself. This socket allows a better distribution of the stresses in the foundation and gives symmetry to the arch. Also, the socket decreases the influence of the variations of deformability of the foundation from point to point.

The observation of this dam is being carried out by the Laboratório Nacional de Engenharia Civil in collaboration with Hidro-Eléctrica do Zêzere and Comissão de Fiscalização das Obras dos Grandes-Aproveitamentos Hidro-Eléctricos. It was built between June 1952 and

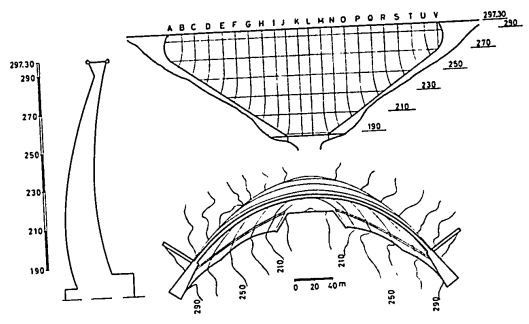


Fig. 1.

Plan, downstream elevation and central section of Cabril Dam.

Plan, élévation aval et profil central du barrage de Cabril.

December 1953. Its characteristics have already been given in several reports [1], [2].

During the construction of the dam 175 Carlson electric strain meters, 67 thermoelectric couples, 50 Carlson joint meters and 6 humidity meters were placed inside the concrete and apparatus for measuring uplift in the foundation were placed at 14 points. After construction dial gauge inserts were placed in 127 points of the face and horizontal and drainage galleries, and 20 clinometer bases, 6 coordinometer bases and 2 pendulums were placed on the symmetrical blocks DE and RS. Figure 2 shows the location of all the apparatus.

In order to measure the horizontal displacements at points of the downstream face of the dam, sighting marks were placed at those points and an adequate triangulation was set up. Vertical displacements of the crest, of the base of the dam and of the ground downstream are also being measured by precision leveling.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

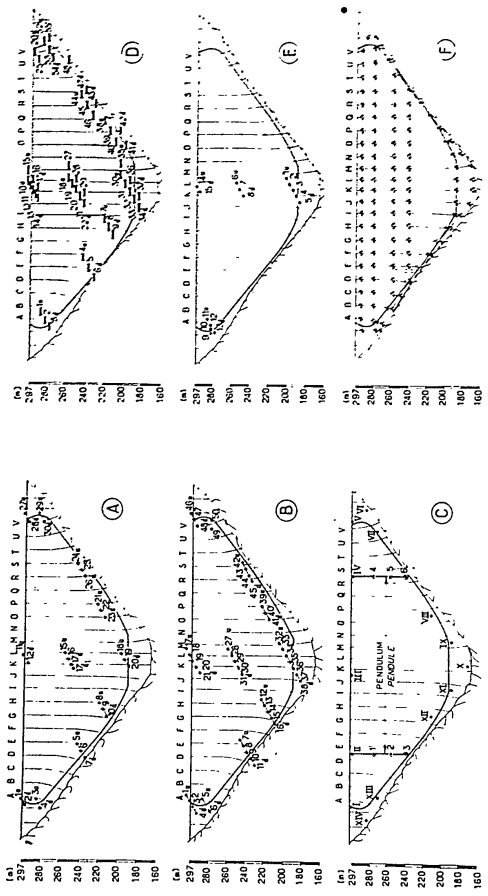


Fig. 2.

Location of apparatus for the observation of Cabril Dam : (A) Strain meters; (B) Thermometers; (C) Pendulum and clinometer bases; (D) Joint meters; (E) Humidity meters; (F) Detachable Gauge Inserts.
d, downstream; *u*, upstream

Emplacement des appareils d'observation du barrage de Cabril : (A) Extensomètres; (B) Thermomètres; (C) Bases des pendules et clinomètres; (D) Appareils pour mesurer l'ouverture des joints; (E) Appareils pour mesurer l'humidité; (F) Repères amovibles des déformètres.
d, aval, u, amont

4. SOME RESULTS OF THE OBSERVATION OF CABRIL DAM.

a. Quantitative interpretation of some of the measured displacements.

Since the first loading of the dam until December 1956, displacements were measured by the geodetic method on 23 different dates. The dam has displayed a perfectly symmetric behaviour, not only as regards the displacements measured but also, on the whole, for other observations. This is due, after all, to the symmetry of the shape and of the foundations. On the other hand such results also show the great accuracy achieved in the use of the geodetic method.

From the measured displacements it was possible to draw diagrams of the radial components of the displacements of the crown of the arches at elevations 294.75, 250 and 210 (*fig.* 3). It was not possible to obtain diagrams of the displacements from February 1955 to April 1956 because few observations were made during this period.

In order to obtain full and accurate information about the variables that influence these displacements the method of interpretation described in another paper [3] was applied. All the data necessary for this were accordingly prepared and, in a first approach, it was considered that the measured displacements were due to the variations of the hydrostatic pressure and of thermal conditions of the dam. The thermal conditions of the dam were defined at every moment through the knowledge of six parameters : the mean temperatures t_1, t_2 and t_3 of the arches at elevations 290, 250 and 210 and the gradients α_1, α_2 and α_3 of the equivalent linear diagrams of the temperatures along the thickness of the arches.

Such parameters were thus determined in as many dates as necessary to define their diagrams continuous in time (*fig.* 3). Whenever possible, care was taken to choose the dates in which the quantities to be interpreted had been observed, with a view to obtaining as accurate data as possible for establishing the interpretating equations.

Based on those data sixteen equations concerning eight different levels (*fig.* 3) of the reservoir water were established for the displacements of each one of the three arches (294.75, 250 and 210). Each equation is of the type

$$\delta = \varphi(h) + a_1 t_1 + a_2 t_2 + a_3 t_3 + b_1 \alpha_1 + b_2 \alpha_2 + b_3 \alpha_3,$$

where :

δ, displacement;
$\varphi(h)$, displacement due to the hydrostatic pressure;
a_1, a_2, a_3, coefficients of influence of the mean temperatures t_1, t_2, t_3 and
b_1, b_2, b_3, coefficients of influence of the gradients α_1, α_2, α_3.

A comparative analysis of the various equations showed that they

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

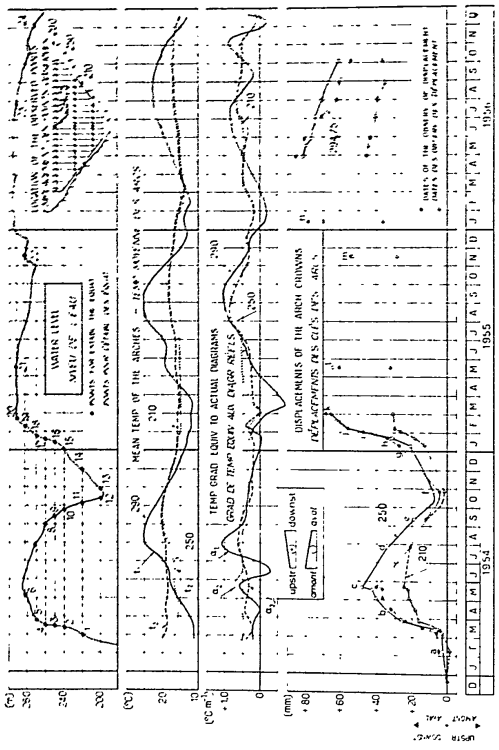


Fig. 3.

Data for obtaining the equations of interpretation of the absolute displacements.

Données pour l'établissement des équations d'interprétation des déplacements absolus.

were not compatible, and also that the grouting of the joints, carried out in October 1954, had changed the positions of the points observed in the downstream face of the dam. The quantitative interpretation of the displacements was then carried out by introducing another unknown γ in the expressions of the displacements in *dates after* date f,

$$\delta = \varphi(h) + a_1 t_1 + a_2 t_2 + a_3 t_3 + b_1 z_1 + b_2 z_2 + b_3 z_3 + \gamma.$$

where γ states the effect of the groutings on the displacements.

It must be noted that, for the displacements of the crown of the arches at elevations 250 and 210, the effects of the gradients on the upper arch were assumed to be negligible.

The solution of the systems of equations gave the values of the coefficients of influence of the thermal parameters and of γ presented in Table 1.

TABLE 1.

Coefficients of thermal parameters.

Arch crown elevations.	Mean temperatures (mm.°C^{-1})			Gradients (mm °C^{-1}.m)			γ (mm)
	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3	
294.75	−1.48	+6.85	−7.76	−2.31	+12.69	+17.05	−1.2
250	−0.83	+6.01	−4.91	-	+14.27	+21.82	+3.9
210	+0.20	0.00	−1.55	-	-	+19.80	+3.5

The annual variations of the mean temperatures and of the gradients observed in Cabril Dam are indicated in Table 2. Also the products of the coefficients of influence given in Table 1 by such variations are presented as the amplitude of contribution of each parameter.

TABLE 2.

Annual variations.

	Arch crown elevations.	294.75.	250.	210
Mean temperatures (°C)	290	4	4	4
	250	5	5	5
	210	3	3	3
Gradients (°C.m^{-1})	290	1.5	1.5	1.5
	250	0.8	0.8	0.8
	210	0.6	0.6	0.6

Amplitude of contributions (mm).

Mean temperatures	290	−20	−11	+ 3
	250	+31	+27	0
	210	−21	−14	− 1
Gradients	290	− 3	-	-
	250	+ 9	+10	-
	210	+10	+13	+12
Grouting		− 1.2	+ 3.9	+ 3.4

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Figure 4 gives the curves $\varepsilon(h)$ that is the influence of the hydrostatic pressure on the displacements and the curves of the displa-

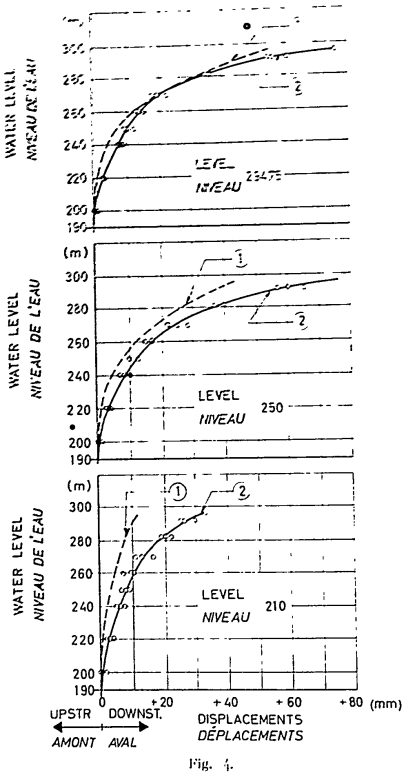


Fig. 4.

Comparison of the absolute displacements of the arch crowns 294.75, 250 and 210, of the prototype and of the model : (1) Model; (2) Prototype.

Comparaison des déplacements absolus des clefs des arcs 294,75, 250 et 210 du prototype et du modèle (1) Modèle; (2) Prototype.

cements determined by model tests, taking a modulus of elasticity of the concrete equal to 220 000 kg.cm^{-2}; the points used for drawing the curves $\varepsilon(h)$ have little scattering. The agreement of those curves was found to be satisfactory. It should be noted that the difference between the curves observed and determined in the models is always in the same sense and that the greatest differences occur for the highest

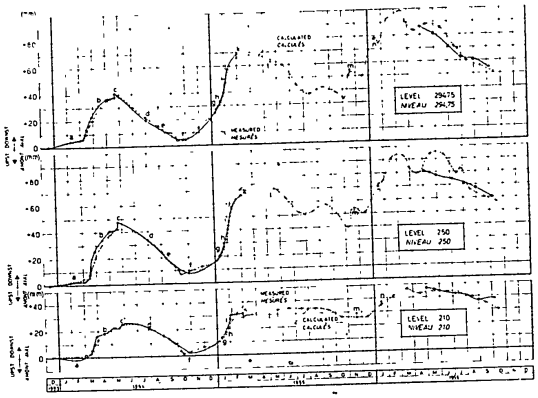


Fig. 5.

Comparison of the calculated and measured absolute displacements of the arch crowns 294.75, 250 and 210.

Comparaison des déplacements absolus calculés et mesurés des clefs des arcs 294,75, 250 et 210.

water levels. The higher values of the displacements observed might be due to the fact that the values of the modulus of elasticity of the foundation, as determined by *in situ* tests, are about one half of that of the concrete whereas in the models they were equal. The closing of joints also seem to have contributed for those higher values. In the lower part of the dam slight settlements of the foundation and the fact that some joints have not been grouted might also have contributed for the higher values observed in that part of the dam.

Curves $\varepsilon(h)$, when compared with Table 2, show that the most important factor for the displacements of the dam is the hydrostatic pressure. For the highest reservoir water level (elevation 296) the hydrostatic pressure gives a downstream displacement of 77 mm at elevations 294.75 and 250 and of 32 mm at elevation 210.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

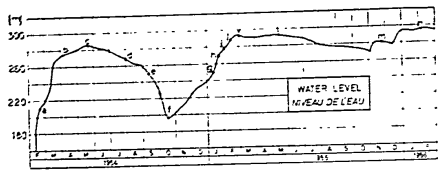
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Total displacements of the dam were computed by taking the displacements due to the hydrostatic pressure and adding the products of the thermal parameters by their coefficients and the influence of the grouting. These displacements are compared with the measured ones on figure 5. Their agreement is remarkable, as the deviations do not exceed 5 mm. as a rule.

b. Vertical displacements at the crest.

Figure 6 shows the vertical displacements obtained through geodetic leveling of the crest which are compared with the vertical displacements obtained on the model.

Until date *f* the levelings of the crest were referred to a point of the rock near the dam while after that date they were referred to a point much farther away. This revealed that the ground near the dam



VERTICAL DISPLACEMENTS
DÉPLACEMENTS VERTICAUX

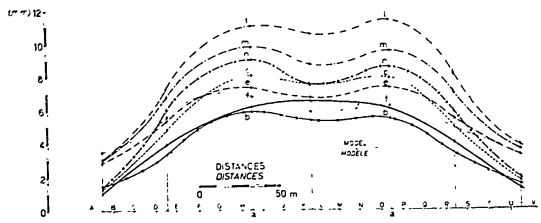


Fig. 6

Vertical displacements of the crest.
Remark : The vertical displacement at block AB between dates *a* and *b* was considered equal to the displacement at block UV.

Déplacements verticaux de la crête.
Remarque : On a considéré le déplacement vertical dans le plot AB *entre les dates a et b égal au déplacement dans le plot* UV.

underwent important vertical displacements. However the diagrams presented all refer to the first point because it is the one that should be considered when comparing with the model. In fact, the vertical displacements undergone by the dam, owing to the hydrostatic pressure on the valley, are not given by the model owing to the fact that the hydrostatic pressure on the banks and on the bottom of the reservoir was not applied and also to the fact that a small thickness of the ground was reproduced in the models. It must be said that those facts have small influence in the state of stress in the dam.

The analysis of the displacements measured until date *f*, already made [2], show that the relative position of the crest on the various dates agreed with the variations of the water level and of the thermic conditions observed. In addition to this, from date *f* to date *n* the same causes seem to account for the observed displacements.

c. Radial displacements measured with pendulums.

Figure 7 shows all the results of the quantitative interpretation of the radial displacements measured with pendulums at elevation 294.75 on block RS. The dates which served as a basis for establishing the eleven interpretating equations regarding water levels 291.5, 281.9 and 270 are given on the total displacement diagrams of figure 7 (1). It was not possible to consider lower water levels because after the beginning of the measurements, when the second filling of the reservoir took place, the water level was never below elevation 270.

It was assumed that the thermic parameters that mostly influenced the displacements would be the mean temperatures and the gradients on arches 290 and 250. Parameters corresponding to arch 210 were not taken into consideration as block RS has its base at elevation 230 and as it was assumed that the thermal conditions of the lower part of the dam did not influence to a great extent the movements of the pendulum. In fact, the solution of the system of equations and the analysis of the residues confirmed the hypothesis that the thermic parameters considered were sufficient to account for the part of the displacements not due to hydrostatic pressure.

The coefficients of influence of the thermic parameters obtained were respectively : — 0.51 and — 0.69 mm.° C^{-1} for mean temperatures on arches 290 and 250 and — 3.09 and — 9.12 mm.° C^{-1} m for the gradients on the same arches. The signs of these coefficients are in accordance with the sign convention used for the displacements on figure 7. Therefore, an increase of the gradient or of the mean temperature of the arches gives rise to displacements of the dam upstream, which was to be expected when the influence of those parameters is considered either in the arch or in the cantilevers. It is interesting to note that the contribution of the thermic parameters of arch 250 is greater than that of arch 290. This is easily understood with regard to the gradients. As to the mean temperatures it is also understandable that the coefficient of arch 250 should be somewhat

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

greater because it represents a zone of the dam the height of which is almost twice that of arch 290.

It is also interesting to find out, from the determined values of the coefficients of influence, up to what extent each one of these parameters

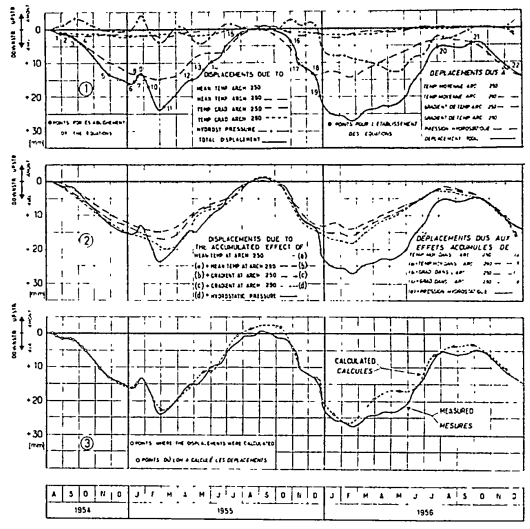


Fig. 7

Displacements, at elevation 294.75, of the left bank pendulum. Single (1) and accumulated (2) contributions of the thermal parameters and of the hydrostatic pressure, and comparison of displacements, measured and calculated (3)

Déplacements, à la cote 294,75, du pendule de la rive gauche. Contributions isolées (1) *et accumulées* (2) *des paramètres thermiques et de la pression hydrostatique, et comparaison des déplacements mesurés et calculés* (3).

can contribute to the displacements taking into consideration the values of the annual amplitudes of the mean temperatures and of the gradients that have been observed in the Cabril Dam. These contributions are presented on Table 3. The analysis of this Table shows that the gradients cause variations of the displacement of the same order as those caused by the mean temperature variations. It should

also be noted that although the variation of the displacements per unit variation of the mean temperature in arches 290 and 250 is greater for the latter, the relative position of the contributions is reversed, the mean temperature on arch 290 causing a displacement which is more than twice that of arch 250.

TABLE 3.

Arches.	Amplitude of annual variations: Mean temperatures (°C.).	Amplitude of annual variations: Gradients (°C.m^{-1})	Amplitude of contributions (mm.): Mean temperatures.	Amplitude of contributions (mm.): Gradients
290	14	1.5	−7	−5
250	5	0.8	−3	−7

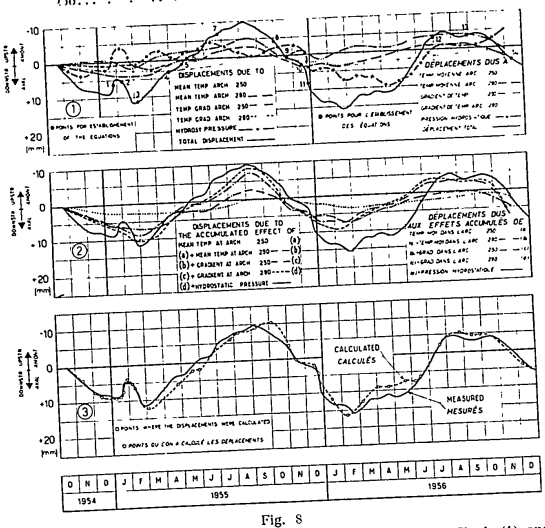


Fig. 8

Displacements, at elevation 294 75 of the right bank pendulum. Single (1) and accumulated (2) contributions of the thermal parameters and of the hydrostatic pressure, and comparison of displacements, measured and calculated (3).

Déplacements, à la cote 294,75, du pendule de la rive droite. Contributions isolées (1) *et accumulées* (2) *des paramètres thermiques et de la pression hydrostatique, et comparaison des déplacements mesurés et calculés* (3).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Figure 8 shows the same results for the pendulum of block DE. In this case fifteen equations were established for the dates given on the total displacement diagrams of figure 8 (1). They concern water levels 220, 240, 250, 260, 270, 281.9 and 291.5. The coefficients of influence obtained for the thermic parameters were respectively — 1.08 and — 0.11 mm.°C^{-1} for the mean temperatures on arches 290 and 250 and — 2.00 mm.°C^{-1} m and — 5.50 mm.°C^{-1} m for the gradients on the same arches. Table 4 gives the contributions of each of these parameters to the displacements taking into account the mean amplitude of their annual variation. They are not very different from those of the other pendulum. Only the influence of the mean temperature on arch 290 is now definitely greater.

TABLE 4

Arches	Amplitude of annual variations: Mean temperatures (°C)	Amplitude of annual variations: Gradients (°C m^{-1})	Amplitude of contributions (mm): Mean temperatures	Amplitude of contributions (mm): Gradients
290 .. .	1½	1.5	—1.5	—3
250 ..	3	0.8	— 1	—4

The curves $\tau(h)$ for both pendulums are presented in figure 9. The shape of these curves is rather interesting and somewhat unexpected. From date f onwards, for water levels up to 220, the points undergo

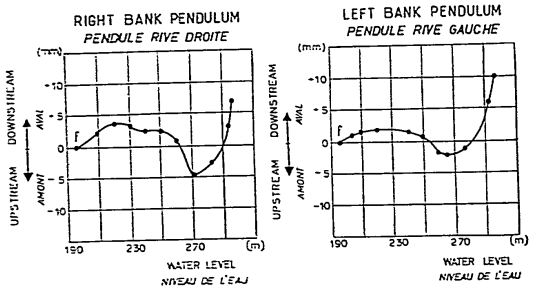


Fig. 9.

Diagrams of the contribution of the hydrostatic pressure to the displacements of the pendulum at elevation 294.75.

Diagrammes de la contribution de la pression hydrostatique aux déplacements pendulaires à la cote 294.75.

displacements in the downstream direction, and then in the upstream direction while the water level rises up to 270. Above this water level the displacements take place again in the downstream direction.

Figures 7 (1) and 8 (1) also give the separate contributions of the thermic parameters and the hydrostatic pressure and figures 7 (2) and 8 (2) their accumulated contributions.

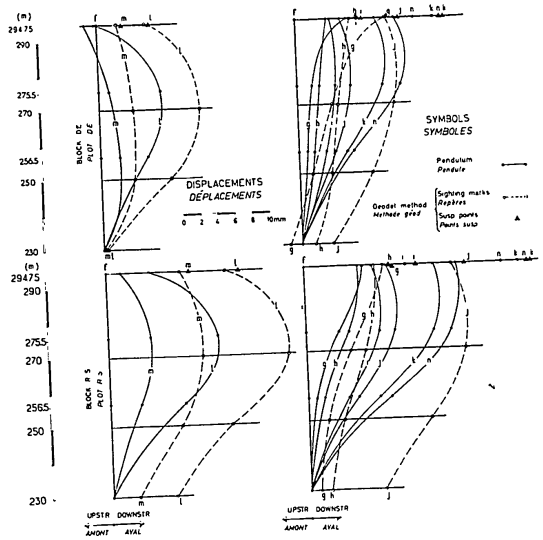


Fig. 10.

Comparison of geodetic and pendulum displacements

Comparaison de déplacements géodésiques et pendulaires.

Taking the curves $\mu(h)$, the curves along time of the thermic parameters and taking their coefficients it was possible to draw the curves of the computed displacements which are presented in figures 7 (3) and 8 (3). These curves are compared with the curves of the measured displacements. The agreement is quite satisfactory and in general does not exceed 2 mm. It should be noted that the zones in which the curves draw farther apart correspond to periods in which data were not taken for establishing the interpretating equations.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The displacements measured with pendulums and the absolute displacements measured by the geodetic method, in the blocks where those pendulums are placed, will be compared hereafter.

Figure 10 gives the diagrams of the radial displacements measured with pendulums and by the geodetic method on blocks DE and RS,

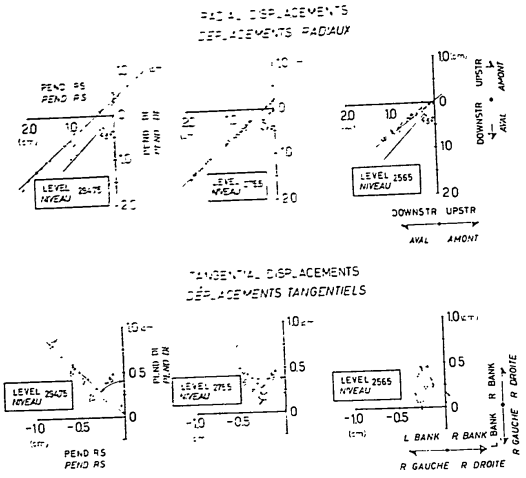


Fig. 11

Correlation of the displacements of the two pendulums.

Corrélation des déplacements des deux pendules.

in dates *f* to *n* (*fig.* 3). In order to render the figure more understandable the results obtained at a certain number of dates are shown on the left and those obtained during the other dates are given on the right. At elevation 294.75, and in addition to the absolute displacements of the points on the downstream face of the two blocks, the absolute displacements of the suspension points of the pendulums were measured by the geodetic method and their values are also presented in the figure. These measurements were taken by leaving holes in the dam in order to enable the sighting of the wires of the pendulums [5].

It can be seen that when it was possible to obtain diagrams through the geodetic and the pendulum methods they have similar shapes and the difference between displacements tends to decrease towards the

base. This has already been observed in other dams and means that there must be a cause acting systematically in the same direction. In fact it was to be expected that the difference would remain the same as it gives the effect of the absolute displacement at the base.

Figure 11 shows the correlation between the radial and tangential displacements that were measured by the two symmetrical pendulums at three elevations : 294.75, 275.5 and 256.5. With regard to radial displacements at the top elevations, their behaviour is symmetrical between dates *f* and *g* (points on the straight line at 45° through the origin). After these dates, the left half of the dam undergoes rather greater radial displacements than the right half. Apart from this, the behaviour continued to be approximately symmetrical. The lower elevation sows a slightly asymmetric behaviour which seems to be due to different deformabilities of the foundation rock on the two banks.

As to the tangential displacements, in spite of their smallness, their behaviour is still symmetric, as the points are not far from a straight line at 45°.

d. Joint movements.

During the last months of 1953 and the beginning of 1954 the upper half of the Cabril dam cooled down, which gave rise to openings in

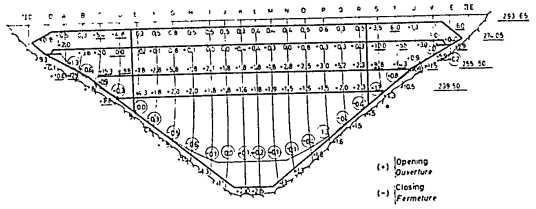


Fig. 12.

Joint movements in tenths of millimeters
from the beginning of the measurements to the first grouting.

Mouvements des joints en dixièmes de millimètre
depuis le commencement des mesures jusqu'à la première série d'injections.

nearly all the joints. Those openings had particular significance on the four joints near the abutments (A, B, C, D and S, T, U, V) and also on the joints of the artificial abutment themselves. This was explained by the overhanging of the central portion of the dam, so that the decrease in length in the central blocks accumulated in the lateral joints.

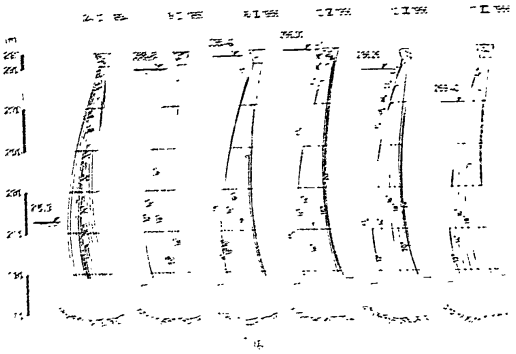
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The values recorded at light ... for the opening and closing movements given in terms of the meter, measured between the above ... taken on several points of the joints of horizontal galleries, of the main drainage gallery and of the inverted arch ... the last ones surrounded by a screen. The underlined values are the biggest openings which occurred in the joint in question. These were the only ones that were grouted during the first operation which took place in February 1954, i. e., before the first filling of the reservoir. After this there were no more big openings in the joints but rather small openings, equal in symmetrical joints, which were grouted in October and December ... ... after that ...

... Evolution of the thermal conditions

The measurement of temperatures in the Cabril dam has been carried out by thermometers ... and by Carlson strain meters and joint



Isotherms in the ... (°C)
Isothermes dans ... (°C)

meters. The temperature of the reservoir water at different levels was measured with an adequate Huggenberger apparatus [5]. All the temperature measurements made have been taken into account in the study of the evolution of the thermal conditions, although the more reliable measurements were those obtained with Carlson strain meters. The data in figures ... and ... give a good idea of the thermal evolution of the dam after its construction.

During 1954 there was an important cooling of the interior of the dam below elevation ... especially in the lower portion where the tempe-

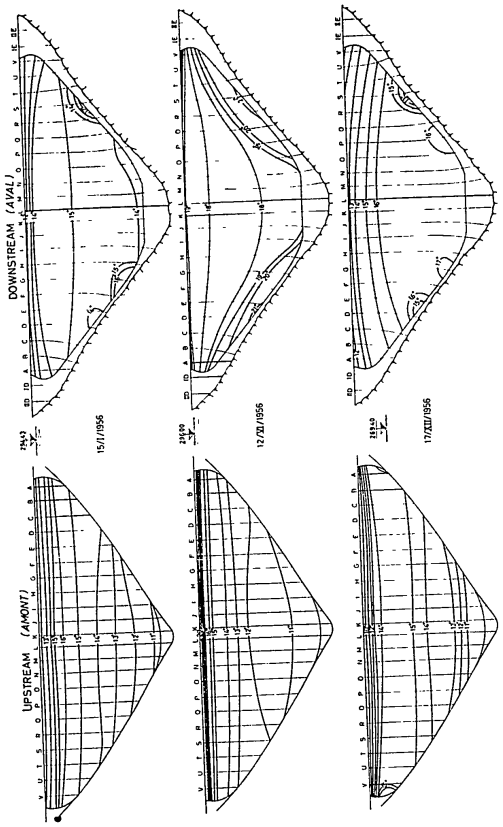


Fig. 16.
Isotherms in surfaces 1 m from the faces (°C).
Isothermes dans les surfaces à 1 m des parements (°C).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

nature dropped ... between February ... and February 1955 (*fig.* 14). Thermal equilibrium with the external conditions was only reached near the end of July. Such temperature evolution was due to the fact that a cement belt damping heat over a long period was used in the lower part of the dam.

Figure ... gives the isotherms at typical dates of 1956, i. e., middle of the months of March, June, October and December. An interesting aspect disclosed by comparing these isotherms is the great sensitivity of the crest to temperature variations. This is due to its reduced thickness and to the fact that there are three surfaces through which the heat changes occur, namely the downstream and upstream faces and the roadway. This conclusion seems important indicating that wide temperature variations, which ought to be computed, must be taken into consideration in the stress analysis of dams.

The isotherms on the surfaces (lying at 1 m from the downstream and upstream faces (*fig.* ...) show an almost symmetric thermic behaviour. It was found that the amplitudes of the temperature variations as well as the maximum and minimum temperatures recorded at 1 m from the downstream face are related to the conditions of exposure to the sun. It must be mentioned here that differences in temperature up to 10° C due to solar radiation between the air and the surface of the concrete have been observed [5].

The great variation in the vertical direction of the temperatures at 1 m from the upstream face should be noted.

The comparison of the temperature diagrams of the water (*fig.* 15) with the isotherms of the surfaces 1 m from the upstream face showed that temperatures on this surface are always higher than those of the water, all the year round. Thus the heat changes through the upstream face always take place in the direction of the water.

The temperature diagrams measured on the points at medium thickness of the blocks made it possible to determine the diffusibility h^2 of the concrete of the dam. This was done considering the time lag t with regard to the annual wave by using the expression giving the value of t at a distance x from the exposed surface of a semi-infinite body under the action of a thermal wave of period P [18]

$$t = \frac{x}{2}\sqrt{\frac{P}{\pi h^2}}.$$

Table 5 gives the values of the diffusibility obtained for the points at medium thickness of the blocks in the lower part of the dam, i. e., where the dam is thicker (*fig.* 4).

TABLE 5

Points	Diffusibility ($m^2.day^{-1}$)	Mean values ($m^2.day^{-1}$)
19 .	. 0.160	
9 .	0.154	0.155
22 .	0.150	

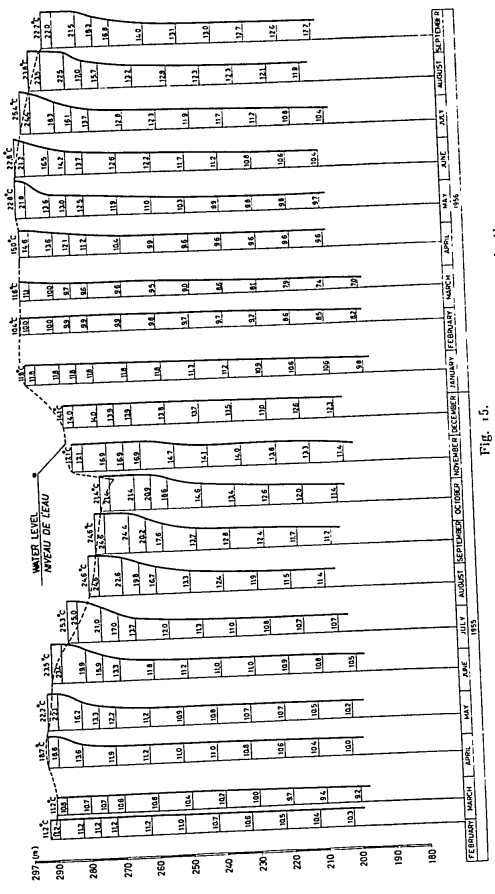


Fig. 15.
Temperatures of the water of Cabril reservoir at various depths.
Températures de l'eau du réservoir de Cabril à différentes profondeurs.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The knowledge of the thermal properties of the concrete, obtained through the data of observation, has made it possible to carry out temperature computations and to compare them with those measured. It was found that the agreement between the measured temperatures and the computed ones is quite satisfactory [2].

In so far as temperatures are concerned the observation work has greatly contributed to the improvement of the knowledge of the thermal conditions of dams and consequently of the computation methods of these thermal conditions in the design of future dams.

j. Uplift.

As already mentioned the measurement of the uplift pressures in the rock at the base of blocks HI, KL and NO was made by manometers.

Figure 16 shows uplift diagrams of the measurements carried out in points A to G of the foundation of block KL. Uplift pressures at point B and C have always been zero which means that there has been no uplift in the grouted zone of the foundation. The uplift pressure distribution obtained from these measurements was found in perfect agreement with the theoretical distribution of the uplift pressures in the base of the dam assuming a homogeneous medium and taking the steady state of flow [16]. The rise in the uplift pressures which occurred at the base of the dam at the beginning of 1956, that is when the maximum reservoir water level was reached for the first time, led to the drilling of new drainage holes and groutings in the right bank of the dam. As a result of this foundation treatment, the uplift pressures dropped to those existing previously.

g. Corrected strains.

In order to compute the stress variations from the strain measurements, the corrected strains had to be calculated.

The length changes indicated by the no-stress strain meters were first deducted from the length changes measured by the strain meters of each group placed inside the concrete. Afterwards a correction was made, when necessary, in order to have equal values of the sum of the strains indicated by perpendicular gauges. Then the correction for the Poisson's ratio effect was made in order to obtain the final corrected strains which are proportional to the stresses (1).

(1) The corrected strain ε_1 along a given direction 1 is

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{(1+\nu)(1-2\nu)}\left[(1-\nu)\varepsilon_1 - \nu(\varepsilon_2+\varepsilon_3)\right] - \varepsilon_t$$

where :

ε_1, ε_2, ε_3, strains measured along three orthogonal directions;

ε_t, strains measured by the no-stress strain meter and

ν, Poisson's ratio of concrete.

The stress in an elemental area normal to direction 1 is thus given by $\sigma_1 = E\varepsilon_1$, where E is the modulus of elasticity of the concrete.

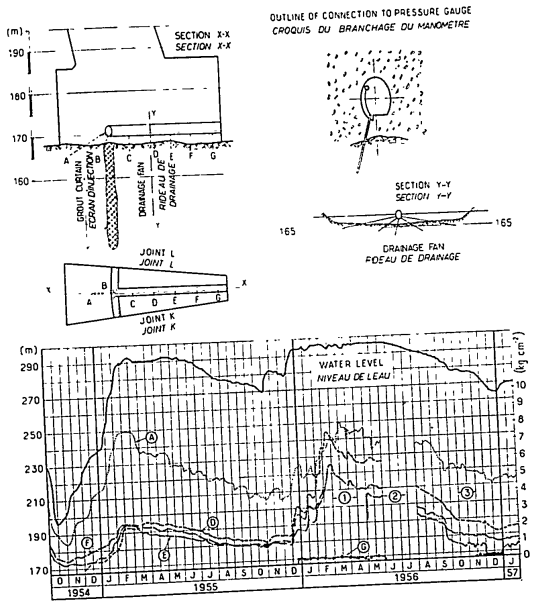


Fig. 16.

Water pressure on the foundation of Cabril Dam
(Gauges B and C always gave zero pressure).

(1) Drainage holes drilled in the right bank.
(2) Grouting.
(3) Drainage holes drilled in the valley bottom.

Pression hydrostatique sur la fondation du barrage de Cabril.
(Les manomètres B et C ont indiqué toujours une pression nulle.)

(1) *Trous de drainage percés dans la rive droite.*
(2) *Injections*
(3) *Trous de drainage percés au fond de la vallée.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

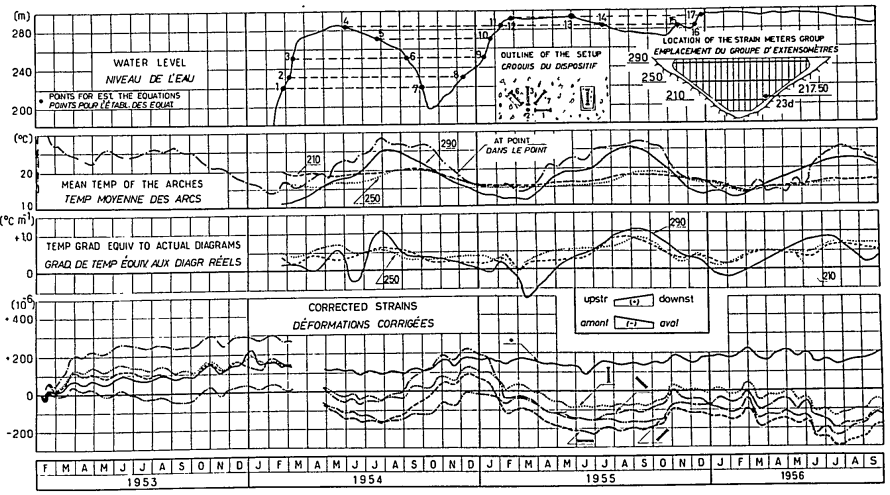


Fig. 17.

Data for establishing the interpretating equations for the corrected strains of group 23 *d*.

Éléments pour l'établissement des équations d'interprétation des extensions corrigées du groupe 23 d.

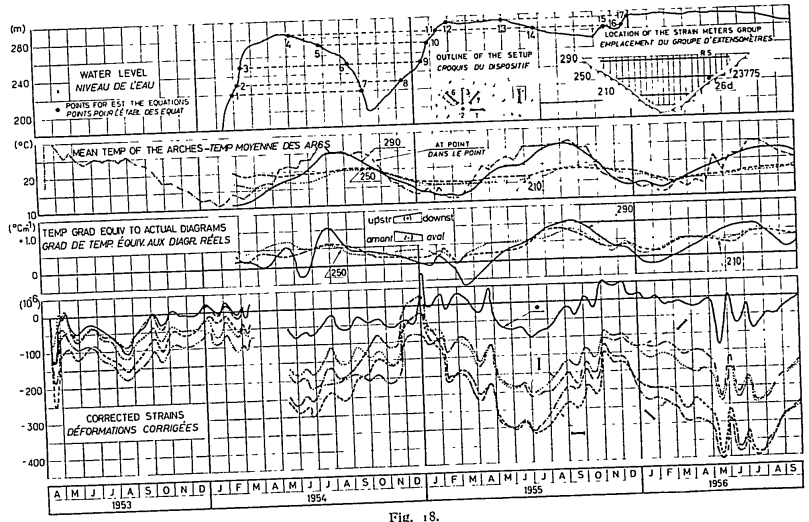


Fig. 18.

Data for establishing the interpretating equations for the corrected strains of group 26 *d*.

Éléments pour l'établissement des équations d'interprétation des extensions corrigées du groupe 26 d.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The corrected strains for each point were computed from the moment when the measured strains in the various meters began to be approximately comparable. In the case of Cabril Dam, the strains began to be comparable when the concrete was 2 to 3 h old which shows the low longitudinal rigidity of Carlson strain meters.

Figures 7 and 18 show, in the lower part, the diagrams of the corrected strains of groups 25 *c* and 26 *d*. It was not possible to plot the diagrams during the first months of the first filling of the reservoir because the readings were not reliable enough during that period.

The quantitative interpretation of the corrected strains was attempted for some of the strain meters of the groups under consideration. They are the strain meters in the horizontal direction and in the 45° direction normal to the socket of group 25 *c* and the strain meter in the horizontal direction of group 26 *d*. The dates considered for establishing the interpreting equations are marked and indicated with numbers on the diagrams of the reservoir levels in figures 17 and 18. A system of eleven equations was established for each corrected strain diagram.

Besides the hydrostatic pressure, the parameters considered responsible for strains were the mean temperatures t_1, t_2 and t_3, the gradients z_1, z_2 and z_3, on arches 290, 250 and 210 and the difference of temperature t between the temperature of the point and the corresponding temperature of the linear equivalent diagram of temperatures in the section. In the figures 17 and 18 the diagrams of t_1, t_2, t_3, z_1, z_2, z_3 and the temperature at the point are represented. To take into consideration the general tendency of the strains to increase with time it was deemed necessary to introduce in the equations a term equal to $p \log (t - 1)$ which can be ascribed to the creep of concrete.

The interpretating equations are then of the form

$$\varepsilon = \lambda h - c_1 t_1 - c_2 t_2 - c_3 t_3 - d_1 z_1 - d_2 z_2 - d_3 z_3 - kt - p \log (t - 1)$$

where :

$\lambda (h)$, contribution of the hydrostatic pressure to the strain;

c_1, c_2 and c_3, coefficients of influence of the mean temperatures of arches 290, 250 and 210;

d_1, d_2 and d_3, coefficients of influence of the gradients of temperature of the same arches;

K, coefficient of influence of the difference between the temperature at the point and the linear equivalent diagram of temperatures in the section;

t, time, in days, from the date when the strains to be interpreted were considered (beginning of the first filling);

p, creep parameter coefficient, to be determined.

Table 6 gives the values of the coefficients of influence of the different parameters as determined by solving the three systems of equations.

Table 6.

Coefficients of the parameters

		Mean temperature (10^{-6} °C^{-1}) — Arch			Gradients (10^{-6} °C^{-1} m) — Arch			— Temperatures at point minus linear temperature (10^{-6} °C^{-1})	
Groups	Directions	290 c_1	250 c_2	210 c_3	290 d_1	250 d_2	210 d_3	K	p
25*d*	—	+7.0	17.9	− 6.7	+66.6	− 9.7	+10.8	−18.1	−10.0
	↘	+1.0	−11.1	−17.6	−53.1	−90.7	− 82.9	−15.7	−13.7
26*d*	—	-	−17.1	−18.0	-	−13.1	-	− 9.5	−61.7

Figure 19 gives the curves $\lambda(h)$. It can be seen that the scattering of the points is important for the horizontal strain meter of group 26 *d*. Figure 20 shows the measured and computed strain diagrams based on curve $\lambda(h)$ and on the determined coefficients of influence of the thermic parameters and also on the effect of $\log (t + 1)$. The differences between these diagrams generally do not exceed 50 × 10 $^{-6}$, i. e. about 11 kg.cm^{-2}, which is quite satisfactory. It is expected that smaller differences will be obtained when more frequent or even continuous readings of the meters are made. In fact the peaks in the diagrams are now ascribed to daily and less than 15 days period variations of the external loadings which are not detected when the readings are taken fortnightly.

h. Strains indicated by the no-stress strain meters.

As is known, the no-stress strain meters measure all the volume changes of concrete that are not due to stresses (temperature and humidity changes and concrete growth).

Figure 21 gives diagrams of the readings of the no-stress strain meters of three groups placed at the same elevation; one at 1 m from the downstream face, another at 1 m from the upstream face and the third at half thickness of the block. The diagrams are perfectly representative of similar observations made at other points in Cabril Dam. The strains in the no-stress strain meters are chiefly due to temperature variations. This is even more clear in the diagrams of strains against temperatures presented in figure 22 for the no-stress strain meters of the mentioned groups. These diagrams gave important information on the behaviour of the concrete when young and on the coefficient of linear expansion. The slope of their initial portion (λ_1) and the nearly constant slope of the last portions (λ_2) are indicated. The value of the latter slope is taken as the coefficient of linear expansion of the concrete surrounding the group. The difference $\lambda_1 - \lambda_2$ gives an idea of the contribution of the cement hydration for the

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

increase in the initial volume and shows the existance of an initial expansion. Thus, after the maximum temperature due to the heat of

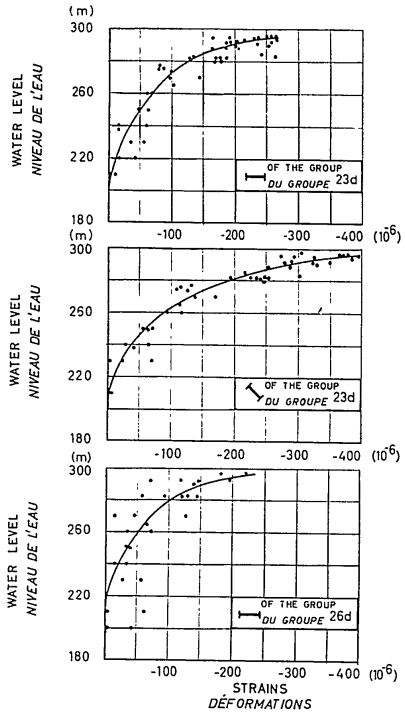


Fig. 19.

Diagrams of the contribution of the hydrostatic pressure for the corrected strains.

Diagrammes des contributions de la pression hydrostatique pour les déformations corrigées.

hydration is attained, the concrete decreases in volume to an extent that corresponds to the difference between the coefficient of linear expansion and the expansion that is still going on. This is sketched on the right hand corner of the lower diagram.

The expansion of the concrete at the points under consideration is of the order of 250×10^{-6} which represents a very important volume variation. Such an expansion took two or three months to develop. However it did not give rise to any important stresses not only because the restraint was very small but also because for early ages the modulus of elasticity of the concrete is small and the relaxation of the stresses can be very important.

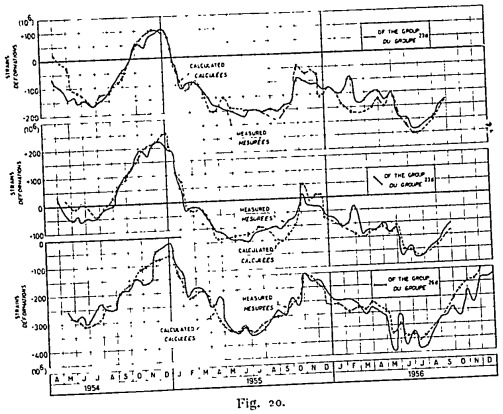


Fig. 20.

Comparison of the corrected calculated strains with the corrected strains obtained from the measured strains.

Comparaison des déformations corrigées calculées avec les déformations corrigées obtenues des déformations mesurées.

i. STRESSES.

The behaviour of the dam with regard to the stresses has been studied and analysed every time this seemed necessary. Thus the stresses and their principal directions were determined, in all the points where there were strain meters, for the periods corresponding to the two fillings (dates *a* to *c* and *f* to *k*) and the intermediate emptying (dates *c* to *f*) of the reservoir and for periods where there was only variation of the thermal conditions in the dam. Some of these results have

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

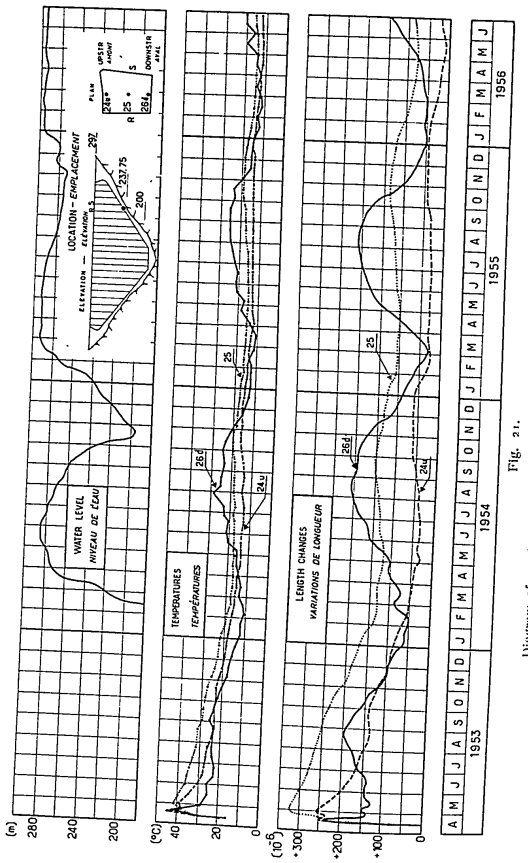


Fig. 21.
Diagram of no-stress strain meters of groups 24 *u*, 25 and 26 *u*.
Diagramme des extensomètres correcteurs des groupes 24 *u*, 25 *et* 26 *d*.

already been presented [2]. The concrete was assumed to be elastic and its modulus of elasticity was determined by testing samples of the concrete from the dam at various ages. The variations of the modulus of elasticity from point to point in the dam were thus taken into account. These values ranged between 217 000 and 250 000 kg.cm $^{-2}$.

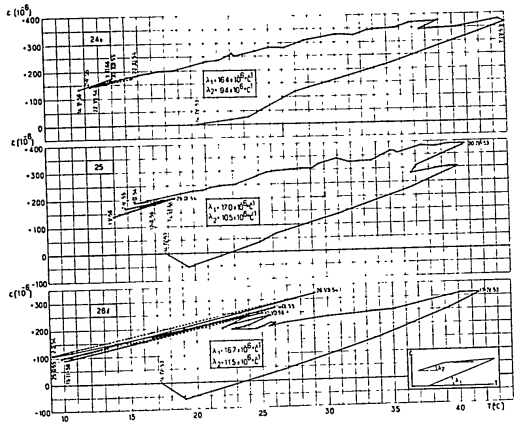


Fig. 22.
Diagram of no-stress strain meters of groups 24 *u*, 25 and 26 *d* against temperature.
Diagramme des extensomètres correcteurs des groupes 24 *u*, 25 *et* 26 *d en fonction de la température.*

As an example (*fig.* 23 and 24) give the stresses in points at 1 m from the faces and at medium thickness when the reservoir was filled up for the second time (dates *f* to *k*, *fig.* 3). Figure 23 also gives the temperature variations at these points.

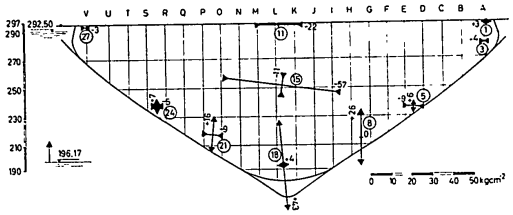
The distribution of the stresses, both near the faces and in the interior, is almost symmetrical. Note that in figure 24 the direction of a principal stress is indicated by the diagonal of a parallelepiped placed on the reference planes against the origin. The reference planes are the radial, the tangential vertical and the horizontal. It should also be pointed out that for group 16 (*fig.* 24), two principal directions of the state of stress practically coincide with the plane of symmetry of the dam, which shows the symmetrical behaviour of the structure.

It was said elsewhere [2] that the agreement between the directions

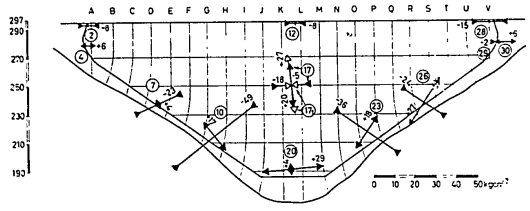
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

STRESSES AT 1m FROM THE UPSTREAM FACE
CONTRAINTES À 1m DU PAREMENT AMONT



STRESSES AT 1m FROM THE DOWNSTREAM FACE
CONTRAINTES À 1 m DU PAREMENT AVAL



TEMPERATURE VARIATIONS
VARIATIONS DE TEMPÉRATURE

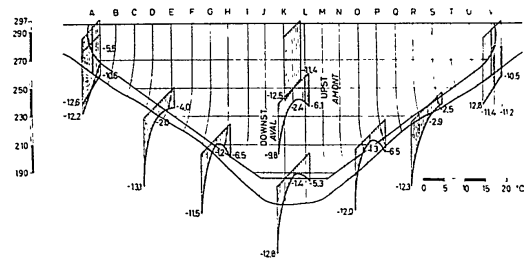


Fig. 23

of the principal stresses during the periods that were considered and those given by the models suggested that the skin effect caused by the temperature variation is nearly a two-dimensional hydrostatic state of stress. The stresses set up in two points during the two fillings and intermediate emptying of the reservoir were then compared with those obtained in the models. In order to be able to compare the results of model tests with those of the prototype, the temperature

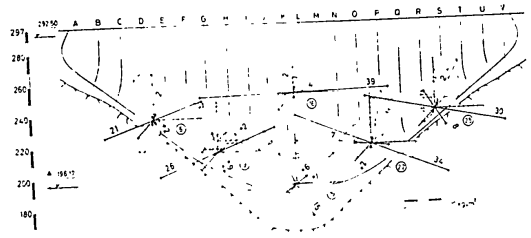


Fig. 24

Stresses induced at mid thickness during the 2nd filling of the reservoir
Contraintes installées à mi-épaisseur pendant la deuxième mise en eau du réservoir.

effects had to be eliminated from the latter. Thus it was admitted, for the sake of simplification, that all the temperature stresses belong to a hydrostatic state of stress equal to

$$\frac{\alpha E \Delta t}{1-\nu},$$

where :

α, coefficient of linear expansion of the concrete:

Δt, difference between the variation of the temperature at the point and the variation of the mean temperature across the thickness of the dam at that point:

E and ν, the modulus of elasticity and Poisson's ratio of the concrete.

LEGEND OF THE FIGURE 24

Stress induced at 1 m from the faces
and temperature variations during the 2nd filling of the reservoir.

Contraintes installées à 1 m des parements
et variations de température pendant la deuxième mise en eau du réservoir.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The consideration of the above hydrostatic stresses corresponds to neglecting the stresses due to the variations of the mean temperature in the arches. It must be said that these variations of the mean temperature are usually very small and in the case of Cabril Dam give rise to very low stresses.

These comparisons, which proved quite satisfactory [2], encouraged the same comparison to be extended to all points including those in the interior near the foundation, for which a three dimensional hydrostatic state of stress was considered, owing to temperature variations, given by

$$\frac{\alpha E \cdot \Delta t}{1-\nu},$$

For these points it was assumed that the maximum and minimum principal stresses in the model were the mean value of the corresponding stresses on the upstream and the downstream faces.

TABLE 7.

Principal stresses due to the hydrostatic pressure (kg.cm^{-2}).

	Prototype							
	1st Filling		1st Emptying (minus)		2nd Filling		Model	
Group.	σ_1	σ_2	σ_1	σ_2	σ_1	σ_2	σ_1	σ_2
5*u*	−10	− 3	−14	+ 3	−10	+ 5	−13	− 8
6.	−14	− 2	−10	− 6	−16	+ 7	−24	+ 2
7*d*	−22	− 1	−26	0	−31	−14	−43	−15
8*u*	− 5	−10	− 8	−11	− 9	−17	−11	+14
9.	−28	+ 4	−24	−12	−29	+15	−32	+ 7
15*u*	−55	−25	−51	−14	−64	−17	−53	−14
16	−34	−12	−29	− 7	−35	+ 2	−46	− 2
17*d*	−14	−30	−24	− 7	−35	+ 3	−30	+ 9
18*u*	−21	+21	−18	−16	− 3	+36	− 8	+38
20*d*	− 2	−26	− 9	−32	− 3	−28	− 1	−21
21*u*	−16	− 2	−14	+ 6	−18	− 7	−11	+14
22	−31	− 4	−25	− 2	−28	+ 8	−32	+ 7
23*d*	−61	− 6	−48	− 2	−62	− 8	−53	0
24*u*	−13	− 8	− 7	0	− 2	+10	−14	+ 8
25	−20	− 2	−18	+ 7	−17	+ 1	−25	+ 2
26*d*	−41	− 3	−43	− 2	−49	+ 2	−43	− 5
Water Level, variations.	195–185		185–196		196–292.5		Up to 292.5	

Table 7 gives the values of the stresses obtained on the prototype, for the first filling and emptying and for the second filling, and on the model for the hydrostatic pressure corresponding to the water

level at elevation 292.5. The water level variations for the first filling and emptying were practically the same and thus their values are directly comparable whereas the stresses referring to the second filling are more truly comparable with those obtained from the model. The agreement is very good in the majority of the points which proves not only the correctness of the computation hypothesis for the thermal stresses but also the accuracy of model tests for the determination of the stresses due to the hydrostatic pressure. The standard deviation between the stresses determined in the prototype in the first filling and in the first emptying was 6 kg.cm^{-2} and between the second filling and the model was 7 kg.cm^{-2}.

With regard to stresses at points in the interior, a brief account is given about the problem of the determination of the principal stresses and their directions. Once the state of stress at a point is defined by its normal and tangential components [19] it is easy to determine the squares of the direction cosines for each of the principal directions [20],

$$m_1^2 \quad m_2^2 \quad m_3^2 \tag{1}$$

Therefore, for each principal stress there are the following four possible directions defined through the combinations of the square roots of (1) :

$$\begin{array}{lll} -\sqrt{m_1} & -\sqrt{m_2^2} & -\sqrt{m_3^2}. \\ +\sqrt{m_1} & -\sqrt{m_2^2}. & -\sqrt{m_3^2} \\ -\sqrt{m_1^2} & -\sqrt{m_2^2} & +\sqrt{m_3^2} \\ +\sqrt{m_1^2} & -\sqrt{m_2^2} & -\sqrt{m_3^2}. \end{array}$$

It is obvious that these four possible directions cannot in turn be combined with each of the other four possible directions for the other two principal stresses, because the orthogonal conditions limit to four the number of possible combinations. So, four sets of the three possible directions were obtained for the principal stresses. The problem, indeterminate at this moment, was solved through the construction of a small spatial model for each case representing the normal stress components. The direction of the maximum principal stress is then fairly easily found and consequently that of the other two principal stresses.

It must be said here that stress meters have not been placed in Cabril Dam, this being the reason why no direct stress measurements are mentioned in this paper.

j. DETERMINATION OF POISSON'S RATIO THROUGH MEASURED STRESSES.

It has been the object of the observation work carried out to gather information about the properties of the concrete used in the construction through the results of the observation of dams. Moduli of elasticity, coefficients of thermal expansion and diffusibility were already obtained in this way for several of our dams.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

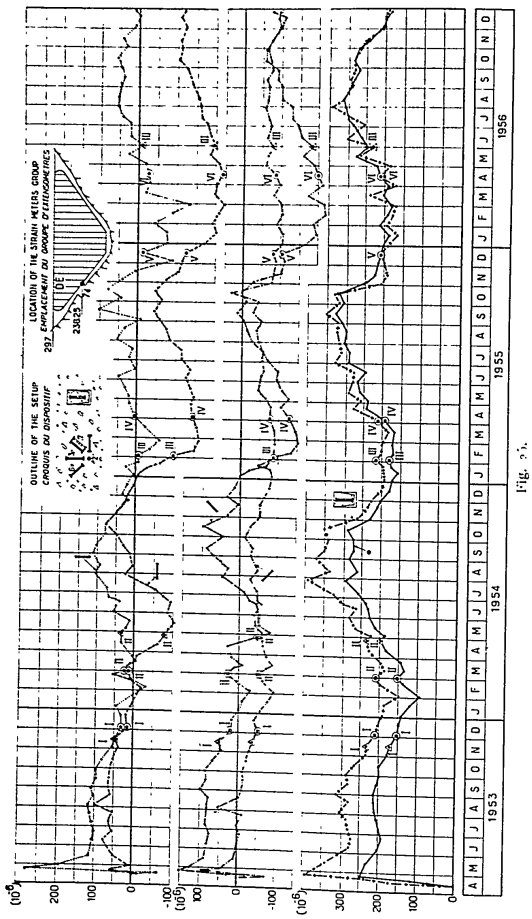


Fig. 25.
Determination of the Poisson's ratio from the strains measured (group 7 *d*)
Détermination du coefficient de Poisson, en partant des extensions mesurées (groupe 7 d)

With regard to Poisson's ratio the first attempts towards its determination [10] led to the belief that there were stresses in the direction normal to the faces probably due to capillary forces due to surface drying of the concrete. This is confirmed beyond any doubt through the systematic consideration of the corrected strains in the directions normal to the faces.

The determination of Poisson's ratio is only possible if the stresses in the direction normal to the faces are known, or else by means of the strains measured when these stresses are equal. The latter was the adopted working assumption as the former could not be used because stresses in the direction under consideration are not directly known. It was admitted also that the stresses normal to the downstream face would be equal in the dates when the strains measured by the no-stress strain meters were the same. Thus the strains measured along three normal directions and the normal components of the stresses acting on elemental surfaces normal to the directions in reference, can be related through the equations of three dimensional elasticity [21]. These equations once obtained and bearing in mind that at the considered dates the normal components of the field of stress along a direction normal to the face are equal, it is possible to obtain from them the value of Poisson's ratio

$$\nu = \frac{-\Delta\varepsilon_2}{\Delta(\varepsilon_1+\varepsilon_3)-\Delta\varepsilon_2} = \frac{-\Delta\varepsilon_2}{\Delta(\varepsilon_6+\varepsilon_7)-\Delta\varepsilon_2},$$

the $\Delta\varepsilon$ being the variations of the strains measured along the directions indicated by the subscripts (*fig.* 25).

An analysis of this expression showed its great sensitivity to errors in the readings of strains ε_2, normal to the face. Thus noticing that the errors of the readings can influence in opposed directions the two measurements that give $\Delta\varepsilon_2$, it was concluded that the values of ν are reliable only when they are determined from values of $\Delta(\varepsilon_1+\varepsilon_3)$ or $\Delta(\varepsilon_6+\varepsilon_7)$, from 200×10^{-6} onwards and even so with an error of $\pm$ 0.03. Thus it seems safe, on selecting the values of ν to consider those resulting from values of $\Delta(\varepsilon_1+\varepsilon_3)$ or $\Delta(\varepsilon_6+\varepsilon_7)$ exceeding 200×10^{-6}, to be more reliable.

The diagrams of the strains of group 7 *d* are presented in figure 25. Two groups of dates in which the no-stress strain meter always indicated shown, the same strain are one with a triangle, the other with a circle. The values of ν resulting from the readings of each pair of strain meters placed in perpendicular directions (vertical and horizontal, or at 45°) were calculated from the variations of the strains between pairs of these dates. The values obtained are indicated in Table 8.

From the values obtained in Table 8, it can be concluded that the Poisson's ratio of the concrete near group 7 *d* ranges between 0.16 and 0.20 since the most reliable values of ν, according to the previously mentioned criterion, are located in this interval.

The mean value of ν obtained was 0.18 with respect to group 7 *d*.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Similar determinations for groups 26 *d*, 10 *d* and 23 *d* supplied the mean values 0.18, 0.21 and 0.21.

TABLE 8.

Pairs of dates	$\nu = \frac{-\Delta z_2}{\Delta(z_6 - z_1) - \Delta z_2}$	$\nu = \frac{-\Delta z_2}{\Delta(z_1 - z_3) - \Delta z_2}$
I-III	0.18	0.17
I-IV	0.19	0.18
I-V	0.25	0.20
I-VI	0.16	0.15
II-III	0.18	0.18
II-IV	0.19	0.19
II-V	0.24	0.22
II-VI	0.16	0.15
III-IV	0.22	0.22
III-VI	0.14	0.10
IV-VI	0.10	0.08
I-II	0.18	0.15
I-III	0.21	0.19
II-III	0.22	0.21

A last remark must be made about the peaks of the diagrams of figure 25. During the determination of the values of ν it was confirmed that the majority of such peaks does not correspond to reading errors but represents the actual strains. Indeed a first calculation of the values of ν, based in the strains of the smoothed diagrams, yielded unsatisfactory values. When the diagrams were not smoothed the results were much better.

4. CONCLUSIONS.

The observation of Portuguese dams has been an efficient means of checking their safety and of estimating the evolution of their behaviour. Moreover the observed dams have given a great deal of information that contributed considerably to the economy of the more recently adopted solutions

The analysis of the great number of observations made confirms that the methods and instruments at present available for the observation of dams are, as a rule, entirely reliable when specialized personnel exists.

Measurement of displacements by the geodetic method has been so far the best means of obtaining information about the overall safety of the dams. That it the reason why, besides periodic observations, it is usual to measure consecutively the displacements of some points of the downstream face by the geodetic method during the first filling of the reservoir. The geodetic method is very accurate, its only disadvantage being that it takes a long time for making the measurements and requires very skilled operators. The comparison of the displacements obtained by the geodetic method with those obtained by means of pendulums has supplied information about the displacement of foundations and its effects on the displacements of the dam. It must be said that pendulum measurements are very easy to take and are very reliable. Additionally they make it possible to judge the safety of a dam, especially when the foundations are good.

Regarding joint movements, the techniques in use at present for measurements inside the concrete with joint meters and at the surface with dial gauges are considered very satisfactory. It should be noted, by the way, that some movements of blocks due to grouting have been observed in arch dams. Notably in Cabril Dam the measurements at the surface have been systematically compared, whenever possible, with the measurements inside. If the joint openings are large the results agree, as a rule, but if the movements are small it is not always so. Consequently small differential movements between the surface and the inside are suspected, possibly due to temperature and humidity variations near the surface.

By means of temperature measurements, it has been possible to follow the evolution of the thermic conditions in the dams, particularly the evolution of the initial cooling process, the behaviour along the annual temperature cycle, the effect of the daily variations of temperature and of the solar radiation. Regarding temperatures at particular points near the exposed surfaces, even for points 1 m from the downstream face, it has been observed that the amplitudes of their variations as well as their maxima and minima are intimately connected with the exposure to the sun through the year, the orientation of the surface and the number of hours of exposure.

The temperature measurements have made it possible to obtain the thermal properties of the concrete. The diffusibility is directly determined from these measurements and the coefficient of linear expansion from the strains indicated by the no-stress strain meters.

The temperature measurements both with thermocouples and resistance thermometers have been quite satisfactory. Carlson instruments have also supplied good temperature measurements inside the dam.

The comparison of the measured with the calculated temperatures, when the actual values of the thermal properties of the concrete and the boundary conditions are taken into account, has shown the accuracy of the computation methods used and has contributed to their improvement.

As regards stresses, their determination is essential for judging the behaviour of dams with a view to improving future undertakings as the present design criterion is based in keeping the stresses below certain values. It should be noted, however, that the observation of stresses does not dispense with the observation of displacements. Indeed, the displacements give information on the overall behaviour of the structure, while the stresses concern the local behaviour as it can happen

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

that disturbances occur in points of the structure where no stress measurements are taken.

Confidence exists on the apparatus now being used for the measurement of strains. Their precision is satisfactory but they require a careful study of details and are very delicate instruments. The experience already obtained in using various types of strain meters and the analysis of the results have indicated the most desirable characteristics they must have.

A general conclusion about strain measurements is that, by means of fortnightly readings, polygonal diagrams are obtained, for lack of more frequent observations. Therefore it is not advisable to smooth the polygonal diagrams. It is considered now advisable to take more frequent or even continuous readings, by using recording instruments, in order to investigate certain problems.

The computation of stresses from the strains that was carried out for total loadings and unloadings of the dam and for variations of the thermic conditions with a constant level has given an appreciable contribution to the knowledge of the behaviour of dams as regards the distribution of the stresses.

The computation of stresses from the strains taking into account the creep of concrete is useful and differs a good deal from the calculation based in the hypothesis of perfect elasticity only in the first period of the life of the dam, particularly during the first year.

By means of no-stress strain meters it has been possible to follow the evolution of the volume changes undergone by the concrete after its laying. Strain measurements in a direction normal to the downstream face together with strain measurements in the parallel plane, at adequate dates, have also supplied the value of Poisson's ratio of the concrete of the dam.

The behaviour and reliability of the instruments used for direct measurements of stresses and for measurements of pore water pressures and of the moisture content in the concrete have not yet been definitely judged in Portugal.

The quantitative interpretation, by a method recently developed, of some of the magnitudes measured, by means of the separation of the effects of various parameters, made it possible not only to estimate the contribution of these parameters to the quantities measured but also to understand the behaviour of the dams better and even to foresee its behaviour in the future. Through the determination of the contribution of the hydrostatic pressure, a satisfactory comparison with the model results was possible. The quantitative interpretation has also proved to be very efficient in detecting singularities in the behaviour of dams, as for instance those due to grouting of the joints and foundation settlements.

When the separation of effects of the hydrostatic pressure and of the variations of temperature has been made, it has been noticed that the latter induce much higher stresses than those determined by the conventional computation methods, i. e., those in which only the mean

temperature variations in the arches are considered. This means that the non-linear variations of temperature have important effects in the stresses. However, it should be pointed out that the problem of the influence of local thermal stresses on the safety of dams is far from being solved.

The possibility of making comparisons of the observed behaviour of dams with results of model tests and computations is essential for increasing the value of the lengthy and onerous work of observation.

It is recognised that only a big organization having a large staff, with a full knowledge of the phenomena related to dams and of their behaviour, obtained by calculation and model studies, can carry out the work of observation with success

With regard to the observation of concrete dams, the following problems are some of those that seem to require research, with a view to improving the present knowledge, the economy of these structures and the development of new types :

a. Actual mechanical (elastic or not) and thermal properties of the concrete in the dam, as the properties of the samples may not be representative due either to the elimination of the large size aggregates or to the fact that the curing conditions (temperature and humidity) do not reproduce the real conditions inside the dam.

b. Displacements of the foundations (magnitude and evolution) and their relationship to the mechanical properties of the foundation rock; investigation of the influence of such displacements on the behaviour of the dams. Few results have been obtained as it is difficult to sight points along the foundations, besides they concern only points of the downstream face, the rotations undergone by the foundations remaining unknown. Also continuous diagrams of such displacements are lacking.

c. Influence of the opening of the joints and of the grouting operation on the displacements and the stresses.

d. States of stress developed at points of or near the surface and inside. Although, for a long time and in numerous countries, a large number of strain meters have been placed, very few reliable values of stresses were reported. This seems to be due either to unsatisfactory measurements of strains or to the deficient knowledge of the elastic and inelastic properties of the concrete

e. Development of procedures for the direct measurement of stresses.

f. Interpretation of the results of the observation with a view to separating the effects of the different loadings. This task is the basis for the comparison of the observed results with those obtained by computations and model tests. So far the observation work allowed a general judgment of the safety and of the behaviour of the dams to be made, but the utilization of the results of the observation is far from completion due to the lack of facilities and of adequate methods.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

5. ACKNOWLEDGEMENT.

The authors are indebted to the " Hidro-Eléctrica do Zêzere " — that operates Cabril scheme — the " Comissão de Fiscalização das Obras dos Grandes Aproveitamentos Hidro-Eléctricos " — that supervised the construction of large dams in Portugal — and the " Direcção Geral dos Serviços Hidráulicos " for their co-operation with the " Laboratório Nacional de Engenharia Civil " in all the studies of Cabril Dam.

The engineers Orlando V. Rodrigues and C. E. M. Cruz Ferreira, of the Dams Studies Section, have assisted in the preparation of this paper.

REFERENCES.

1. A. C. Xerez, *Considération sur trois barrages-voûtes du Zêzere (Portugal)* (*VIth Congress on Large Dams*, Question 17, Report 52, Paris, 1955).
2. M. Rocha, J. Laginha Serafim and A. F. da Silveira, *Arch dams : design and observation of arch dams in Portugal* (*Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Paper 997, Symposium on Arch Dams, Knoxville, Tennessee, June 1956).
3. M. Rocha, J. Laginha Serafim and A. F. da Silveira, *A quantitative method for the interpretation of the results of the observation of dams* (Report presented at the *VIIth Congress on Large Dams*, New York, 1958).
4. M. Rocha, J. Laginha Serafim, A. F. da Silveira and Maria Emilia de Campos e Matos, *Model tests and observation of Bouçã Dam* (Report presented at the *VIIth Congress on Large Dams*, New York, 1958).
5. M. Rocha, J. Laginha Serafim and A. F. da Silveira, *Observation of dams. Methods and apparatus used in Portugal* (C. 34, *RILEM Symposium on the Observation of Structures*, L. N. E. C., Lisboa, 1955).
6. O. V. Rodrigues, *Mesure des déplacements absolus des grands barrages portugais* (C. 38, *RILEM Symposium on the Observation of Structures*, L. N. E. C., Lisboa, 1955).
7. A. F. Lemos, *Sur l'emploi des nivellements géométriques de précision dans les observations d'ouvrages* (C. 39, *RILEM Symposium on the Observation of Structures*, L. N. E. C., Lisboa, 1955).
8. A. F. da Silveira, *Observation of dam displacements by means of pendulums* (C. 35, *RILEM Symposium on the Observation of Structures*, L. N. E. C., Lisboa, 1955).
9. M. Willm, *L'auscultation de barrages par pendules, clinomètres, témoins sonores* (C. 3, *RILEM Symposium on the Observation of Structures*, L. N. E. C., Lisboa, 1955).
10. J. Laginha Serafim, *Measurement of strains in the Portuguese* concrete dams (C. 37, *RILEM Symposium on the Observation of structures*, L. N. E. C., Lisboa, 1955).
11. M. Rocha, J. Ferry Borges and J. Laginha Serafim, General Report, *RILEM Symposium on the Observation of Structures*, Lisboa, L. N. E. C., 1955.

12. A. S. Coutinho, *Discussion of " Development of a device for the direct measurement of compressive stress "* (*Proc. A. C. I.*, vol. 29, p. 916-3; *Journal A. C. I.*, Part 2, December 1953).
13. R. W. Carlson and D. Pirtz, *Development of a device for the direct measurement of compressive stress* (*Proc. A. C. I.*, vol. 49, p. 201; *Journal A. C. I.*, November 1952).
14. E. E. McCoy and B. Mather, *Investigation on the improved Carlson Stress Meter* (*U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg*, Miss. Tech. Rep. No 6-454, May, 1957).
15. M. Rocha, J. Laginha Serafim, A. F. da Silveira and O. V. Rodrigues, *The observation of the behaviour of the Portuguese. concrete dams* (C. 33, *VIth Congress on Large Dams*, Paris, 1955),
16. J. Laginha Serafim, *A subpressão nas barragens* (Publ. 55. L. N. E. C., Lisboa, 1954)
17. A. F. da Silveira, *Observation of joint movements in dams* (C. 36, *RILEM Symposium on the Observation of Structures*, Lisboa, L. N. E. C., 1955).
18. L. R. Ingersol, O. J. Zobel and A. C. Ingersol, *Heat conduction*, MacGraw Hill Book Co, 1948
19. M. Hamon, *La recherche des contraintes principales dans un massif à partir d'un tetraèdre de témoins sonores* (*Bulletin du Service Technique des Grands Barrages*, No 11, October 1956).
20. T. Van Langendonk, *Resistência de Materiais-Tensões*. Ed. Cientifica, Rio de Janeiro.
21. S. Timoshenko, *Theory of Elasticity*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

APPENDIX.

Dams	Castelo do Bode coffer-dam.	Castelo do Bode.	Venda Nova	Alto Lindoso	Paradela	Salamonde	Cabril	Canicada.	Bouçã.	Picote	Odeleite	Totals.
Observation of displacements by geodetic methods.												
Theodolite stations	5	4	4	4	4	4	4	4	4	3		37
Sighting marks	13	17	18	12	26	14	19	14	14	9		156
Check points	5	4	5	8	4	4	5	4	5	6		50
Align. (slide target method)	2	4	—	2	—	6	3	6	6	—		29
Levelling points	31	65	19	17	24	10	24	10	10	—		190
Other observations.												
Plumb-wires	—	3	3	—	1	1	2	1	—	3	—	14
Coordinometer bases	—	—	—	—	1	—	—	—	—	18	—	19
Coord.-Clin. bases	—	20	—	—	—	6	6	6	—	—	—	38
Clinometer bases	2	3	3	8	9	14	14	14	10	5	—	87
Strain gauges { Telemac	50	161	181	14	10	14	14	—	—	—	—	419
Strain gauges { Galileo	—	—	—	—	—	150	—	—	—	—	—	150
Strain gauges { L.N.E.C.	—	—	—	30	50	—	—	—	—	—	—	76
Strain gauges { Carlson	—	—	—	—	—	—	171	184	179	219	63	809
Carlson stress meters	—	—	—	—	—	—	—	6	9	12	—	27
Resistance thermometers	—	74	80	—	—	—	—	—	—	10	12	198
Thermoelectric couples	—	41	33	10	33	50	67	46	33	101	—	146
Uplift points	—	—	—	—	—	—	12	—	—	—	—	12
Carlson press meters	—	—	—	—	—	—	—	6	6	8	—	20
Joints. Detachable gauges	19	161	35	17	4	13	17	50	30	98	30	374
Joint meters { Galileo	—	—	—	—	—	21	—	—	—	—	—	21
Joint meters { Carlson	—	—	—	—	—	—	30	24	30	44	16	180
Moist.-content meters	—	—	—	—	—	—	6	6	6	10	—	28
Length of cables (m)	1 000	17 000	8 000	1 500	500	3 000	7 000	6 000	11 000	6 000	2 000	61 500

SUMMARY

The methods in use in Portugal for the observation of dams are briefly presented. The results obtained in the observation of Cabril Dam as well as a quantitative interpretation (by a method presented in another report to this Congress) are also described.

Some results of measurements of absolute horizontal displacements of points of the downstream face and of vertical displacements of the crest are presented and compared with the relative displacements measured with the pendulum.

The main aspects of the behaviour of Cabril Dam as regards joint movements and the evolution of the thermal conditions are also indicated. Temperature measurements of the reservoir water at different depths and in different seasons are presented.

Some results of uplift measurements are shown, analysed and interpreted.

The procedures to determine some thermic and elastic characteristics of the concrete of the dam from the quantities observed, namely the diffusibility, the coefficient of linear expansion and Poisson's ratio are indicated as well as the values obtained for these characteristics.

The stresses induced at points 1 m from the faces and at mid-thickness of the blocks during the filling of the reservoir are analysed. A procedure to determine the part of the calculated stress due to variations of the thermic conditions is indicated and the part corresponding to the hydrostatic pressure is compared with the measurements in the models.

A quantitative interpretation is carried out of the displacements and strains at some points, achieving the separation between the terms due to the hydrostatique pressure and the parameters defining the thermic conditions. Whenever possible the measurements are compared with the results of model tests.

Finally the principal conclusions that can be drawn from the results are presented with a general character.

RÉSUMÉ.

Le rapport présente les méthodes employées au Portugal pour l'observation des barrages. On présente aussi les resultats de l'observation du barrage de Cabril ainsi que l'interprétation quantitative de quelques-unes des grandeurs mesurées, au moyen d'une méthode décrite dans un autre rapport à ce Congrès.

On présente quelques résultats de mesures de déplacements absolus horizontaux de points du parement aval et verticaux du couronnement, et l'on compare les premiers avec les déplacements relatifs mesurés avec le pendule.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

On décrit le comportement du barrage de Cabril en ce qui concerne les mouvements des joints et l'évolution de l'état thermique. On présente des mesures de températures de l'eau du réservoir à différentes profondeurs, en diverses saisons de l'année.

Quelques résultats de mesures de sous-pression sont aussi présentés et font l'objet d'analyse et d'interprétation.

On indique les procédés de détermination de quelques caractéristiques thermiques et élastiques du béton du barrage, à partir de mesures de l'observation, notamment la diffusibilité, le coefficient de dilatation thermique et le coefficient de Poisson. On donne les valeurs de ces caractéristiques.

Les contraintes installées en points à 1 m des parements et à mi-épaisseur des plots, lors de la mise en eau du réservoir sont l'objet d'analyse. On indique un procédé simplifié pour déterminer la partie de la contrainte calculée qui concerne l'état thermique et on fait la comparaison de la partie correspondante à la pression hydrostatique avec les mesures en modèles réduits.

On fait l'interprétation quantitative des déplacements et déformations en quelques points, en séparant les parties dues à la pression hydrostatique et aux paramètres qui définissent l'état thermique. On fait la comparaison avec les mesures en modèle réduit, toutes les fois que cela est possible.

Enfin, on présente avec généralité les conclusions principales qu'on peut déduire des résultats des observations des barrages.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 84

QUESTION N° 21

M. ROCHA, J. LAGINHA SERAFIM
A. F. DA SILVEIRA
AND M. E. DE CAMPOS E MATOS
(PORTUGAL)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

MODEL TESTS AND OBSERVATION OF BOUÇÃ DAM (*).

MANUEL ROCHA,
Acting Director,
Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal.

J. LAGINHA SERAFIM,
Research Engineer,
Head of Dams Studies Section,

A. F. DA SILVEIRA,
Research Engineer,
Head of Dams Studies Section,

and MARIA EMILIA DE CAMPOS E MATOS,
Assistant Research Engineer.

1. INTRODUCTION.

Model tests are extensively used in the design of Portuguese concrete dams. Comparisons made between the results of stresses and displacements obtained by models, by calculations, using the " trial load " method with radial adjustments only, and with the observed stresses and displacements in the dams, have already shown that model

(*) *Essais sur modèle et observation du barrage de Bouçã,*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 84

QUESTION N° 21

M ROCHA, J LAGINHA SERAFIM
A. F. DA SILVEIRA
AND M. E. DE CAMPOS E MATOS
(PORTUGAL)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

MODEL TESTS AND OBSERVATION OF BOUÇÃ DAM (*).

MANUEL ROCHA,
Acting Director,
Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal.

J. LAGINHA SERAFIM,
Research Engineer,
Head of Dams Studies Section,

A. F. DA SILVEIRA,
Research Engineer,
Head of Dams Studies Section,

and MARIA EMILIA DE CAMPOS E MATOS,
Assistant Research Engineer.

1. INTRODUCTION.

Model tests are extensively used in the design of Portuguese concrete dams. Comparisons made between the results of stresses and displacements obtained by models, by calculations, using the " trial load " method with radial adjustments only, and with the observed stresses and displacements in the dams, have already shown that model

(*) *Essais sur modèle et observation du barrage de Bouçã.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

testing is a dependable method even when it is necessary to study the effects of special conditions in the dam [1], [2], [3], [4].

Developments in the method of model testing gave the possibility of analysing a dam completely in less time than when using an elaborate method like the " trial load " even for the case of very simple simmetric shapes. Complex shapes, assymmetries and heterogeneities in the foundations are indifferent when studying a dam by a model. Other advantages of the model were also recognised. It is very easy, having a model, to study not only the effects of reducing thickness in the dam or of opening a hole (for a spillway or a penstock) or a joint, but also to determine the stresses and displacements for various levels of the water in the reservoir.

The models are equivalent to an accurate analytical method if they obey the mechanical conditions of similarity [5]. Generally only the elastic behaviour is admitted but recently methods have been developed for the study in models of the non-elastic and the rupture conditions of concrete dams. These methods and the general discussion of the safety of dams are being presented in a communication [6] to this Congress.

The observation of dams carried out at the Laboratory has shown the importance of certain loadings and certain factors in their behaviour. This gives the trends of the investigations in the Laboratory, particularly by means of models. Such is the case of temperature variations in the dam due to annual, seasonal and daily temperature variations in the air, radiant heat and temperature variations in the water. The discussion of the theoretical and experimental bases of such studies in models and of the setups being used will also be described in another communication [7].

The aim of this report is to give an example of a model study of an arch dam and the comparison of the results obtained with those of its observation.

The description of the methods and apparatus used in the observation of the dam and of the method of interpretation of the results obtained are briefly given in other papers [8], [9].

2. MODELS OF THE DAM.

Bouçã Dam (*fig.* 1 and 2) on the Zêzere river is an overflow mass concrete arch dam [10], [11], of double curvature type, with a height of 63 m and a volume of concrete of 35 000 m³. The upstream radius and the central angle at the crest are 95 m and 104° 50'. Maximum thickness, at the base of the central profile near the socket, is 7.0 m and minimum thickness at the top in the lateral portions of the dam is 0.9 m. The arches are of variable thickness having circular intrados and extrados. The shapes of the structure were defined analytically by equations so as to achieve a total continuity in the surfaces of the

upstream and downstream faces. The foundations of the dam consist in the right bank of a schist and in the left bank of a granit, both altered in the upper portions of the valley. Their mechanical properties were determined by laboratory and *in situ* tests, using methods already described [12].

For the design of the dam, carried out by the Hidro Electrica do Zêzere, four structural models were built and tested by the Laboratório Nacional de Engenharia Civil. In a first study two models were tested and in a later one, two more models were built differing slightly in

Fig. 1.

Bouçã Dam during a flood.

Barrage de Bouçã pendant une crue.

the shape of the crest. The four models were built in order to carry out rupture tests. They also made possible an extensive comparison of results in order to check further the accuracy of model testing.

All of the models were built at the scale $\frac{1}{n} = \frac{1}{200}$ with the mixture of plaster (P), kieselgur (K) and water (W) in the proportions $\frac{W}{P} = 2$ and $\frac{P}{K} = 2$. The advantages and drawbacks of this material as well as of other materials used in the model construction have already been presented [3]. It is not a perfectly elastic material but for the stresses applied to the model the creep strains are proportional to the stresses, so a modulus of elasticity function of time can be considered. It must

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

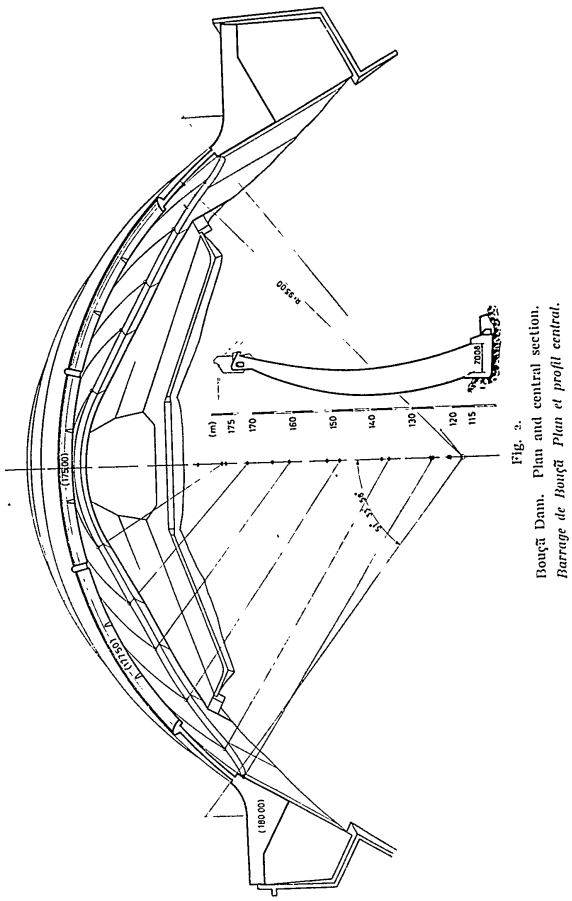


Fig. 2.
Bouçā Dam. Plan and central section.
Barrage de Bouçā. Plan et profil central.

be said that continuous research work is always being done on the study of materials for models. Recently a mixture of a polyester resin and barita have been developed for the study of weight stresses in the elastic range.

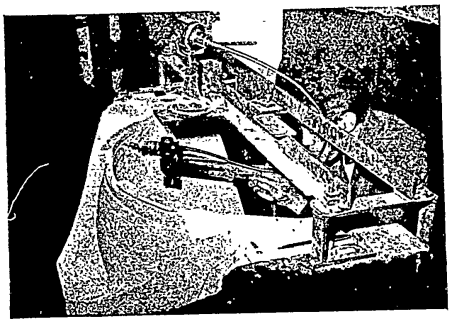


Fig. 3.
Model being carved.
Modèle pendant la coupe.

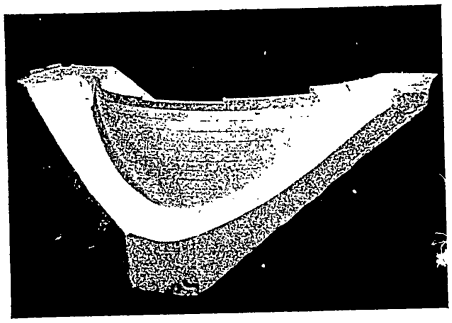


Fig. 4.
Finished model.
Modèle fini.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

To have isotropic, homogeneous and accurately sized models large blocks were cast on concrete bases. These bases are rigid enough not to undergo deformations under the action of the forces applied to the models. After a uniform drying of the blocks, the models were carved from them using a mechanical tool (*fig.* 3) which allowed a better accuracy in the shapes and thicknesses to be obtained than by molding the models [3].

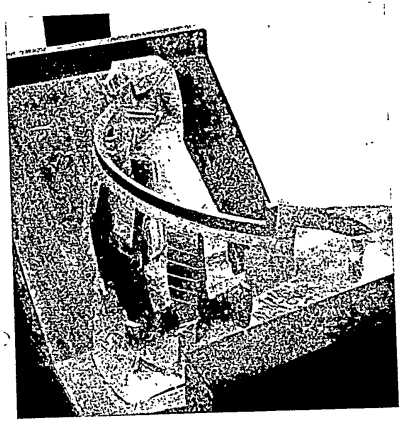


Fig. 5.

Model after cuts
for the determination of the modulus of elasticity of the material.

Modèle après avoir subi des coupes
pour déterminer le module d'élasticité du matériau.

After the final shapes were obtained the surfaces of the models (*fig.* 4) were painted with shellac in order to protect them against moisture variations which affect the deformability of the material. Also in order to avoid this drawback the models and the prisms molded simultaneously with them remained in a conditioned chamber of constant temperature (20° ± 1° C) and humidity (50 % ± 5 %) where all the tests were carried out.

The determination of the mechanical properties of the material of the model was carefully made not only using the conventional loading

and unloading tests of prisms but also using the ultrasonic pulse method.

For each model 6 prisms of 6×6×15 cm were cast, dried with the block and tested in compression using the same electrical strain gauges (Baldwin SR 4, A-7) as those used in the tests of the models. Longitudinal and transversal strain gauges were bonded in two opposite faces. On some of these prisms creep tests lasting for 1 h were also made. From the zones reproducing the foundation downstream of the dam prisms were cut and also tested.

On all the prisms the speed of propagation of ultrasonic pulses was measured using an apparatus for measuring the time of propagation with an accuracy of 10^{-7} s. From such measurements the dynamic modulus of elasticity was obtained. Such values were systematically 20 % lower than those obtained in the static tests. However, the propagation of ultrasonic pulses was used to verify the homogeneity of the blocks from which the models were carved and also of the finished models. Such measurements indicated that in no point of the models a deviation from the mean value of the speed of propagation of the pulses greater than 5 % was noticed. In order to confirm this observation 26 prisms were cut from different locations of one model (*fig.* 5) and tested in compression with SR 4 strain gauges. The mean value of the modulus of elasticity of these prisms was the same as that measured in the tests of the prisms cast with the models. For these prisms the maximum deviation of the moduli of elasticity from the average was 10 %, which corresponds to a deviation in the speed of propagation of 5 % since this speed varies with the square root of the modulus of elasticity.

From the tests the modulus of elasticity taken for 10 mn loading time (the one used in the tests of the models) was $E_m = 16\,000$ kg/cm^{-2} and Poisson's ratio was $\nu = 0.20$.

3. LOADING SYSTEMS AND TESTING TECHNIQUES.

In the tests for the determination in the models of elastic stresses and displacements only the hydrostatic load was applied. This was done by means of mercury contained in a rubber bag perfectly adapted to the upstream face of the models. As the dam during a flood can be loaded with a water level higher than the crest of the spillway, the rubber bag was made closed in this region so the mercury could rise in lateral openings to a level corresponding to the maximum flood (*fig.* 6). The counter mould supporting the rubber bag upstream is fixed to the concrete base.

The models were tested for the elevations corresponding to 150, 165, 175 and 177.5 m. The mercury surface for each level was controlled by an electric level indicator. The possibility of easily carrying out tests for various water levels is one of the advantages of the mercury

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

loading system. Other advantages are speed of tests, low cost, no errors in the load and the possibility of loading also the ground or the inside of openings.

For the case of the elastic tests using mercury (G = 13.6) the following similarity ratios for stresses σ, strains ε, and displacements δ, in the model (m) and the prototype (p), are obtained :

$$\sigma_p = \frac{n}{G}\sigma_m = 11.7\,\sigma_m,$$

$$\varepsilon_p = \frac{E_m}{E_p}\frac{n}{G}\varepsilon_m = \frac{56\,000}{E_p}\varepsilon_m$$

$$\delta_p = \frac{E_m}{E_p}\frac{n^2}{G}\delta_m = \frac{57\,000\,000}{E_p}\delta_m.$$

The values adopted for E_p will be given later.

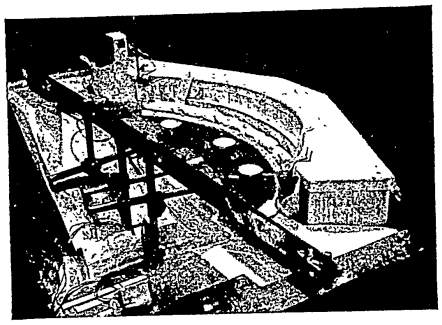


Fig. 6

Model during determination of radial deflections

Modèle pendant la détermination des flèches radiales.

The isostatic lines in both faces of the models were determined using a brittle lacquer (" stress-coat ") which was applied over an aluminium paint coating the models [13]. For the downstream faces both families of isostatics were obtained, one by loading of models, after the drying of the lacquer, the other by unloading them.

For strain measurements Baldwin SR 4 type A-7 bonded electric strain gauges were exclusively used, their gauge length being about 6 mm. At each point observed, strains were determined along three directions with three different strain gauges placed successively. The values and the directions of the principal strains were determined using

Mohr's circles. For some points, not those highly stressed, only two gauges were fixed in the directions of the principal stresses as determined by the brittle lacquer.

For the measurement of radial displacement mechanical dial gauges of 0.01 mm were used fixed to the concrete base of the model. These gauges were placed horizontally in the radial direction of each arch having their pointer against small metallic plates fixed on the downstream face of the models.

For the measurement of tangential and vertical deflections of the middle surface of the models and for the determination of rotations around a vertical or a horizontal tangential axis measurements were taken at two points of rods fixed to the downstream face of the models. Dial gauges and Johansson twisted spring micrometers, of a micron per division, were used.

As said, all the tests were carried out inside a constant temperature and humidity room which is very advantageous not only for keeping the same properties of the materials of the models but also for the stability of the strain gauges.

For the measurement of each quantity in the model at least six loading and unloading tests were made, but when the quantities were very small a greater number of tests were made.

The well-known relations between stresses and strains, taking into account for the upstream face the pressure against the face, were used for computing the principal stresses from the principal strains.

4. MAIN RESULTS OF TESTS CARRIED OUT.

Figure 7 shows the directions of the principal stresses in both faces as obtained using brittle lacquers for the maximum reservoir water level (177.5). In the more stressed regions the directions obtained by strain measurement are also plotted. Such directions show a full agreement with those obtained by means of " stress coat ".

The principal stresses in the faces of the dam obtained for the hydrostatic pressure corresponding to levels 150, 165 and 175, and taking the average values of those obtained in the four models, are represented in figure 8. For the maximum hydrostatic pressure tested (level 177.5) the principal stresses, presented in figure 9, were also combined, for the most important points, with the stresses due to the weight of the dam which were computed analytically assuming the blocks separated by the joints. It is important to note that the maximum deviation of the values of the stresses found in the various models, for the different points observed, was 2 kg/cm^{-2} which shows the high accuracy already achieved in model testing. Figure 10 shows the evolution of the stresses due to the hydrostatic pressure with the increasing water level in the reservoir for six points the position of which is indicated in figure 9. It is interesting to note that the stresses induced, till the

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

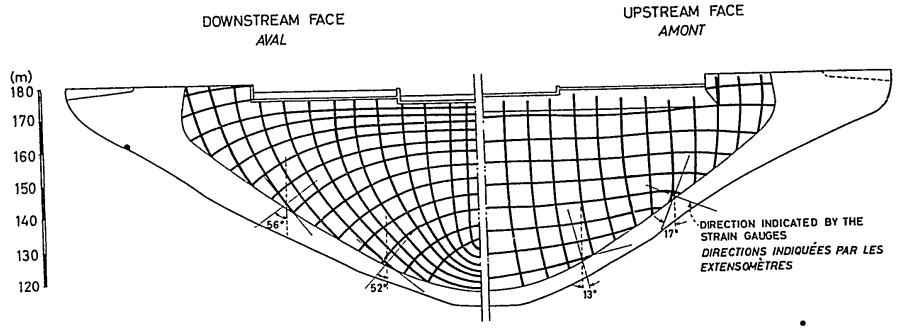


Fig. 7.

Isostatics due to the hydrostatic pressure, water level 177.50.

Isostatiques dues à la pression hydrostatique, niveau de l'eau, 177,50.

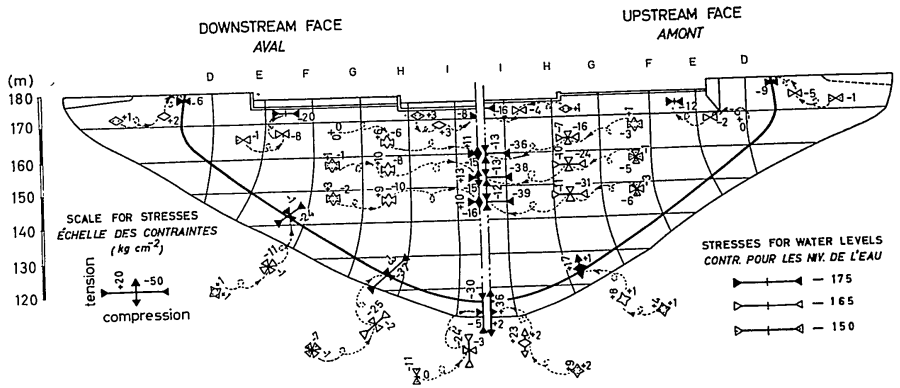


Fig. 8.

Stresses due to the hydrostatic pressure, water levels 175, 165 and 150.

Contraintes produites par la pression hydrostatique, niveaux de l'eau 175, 165 et 150.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

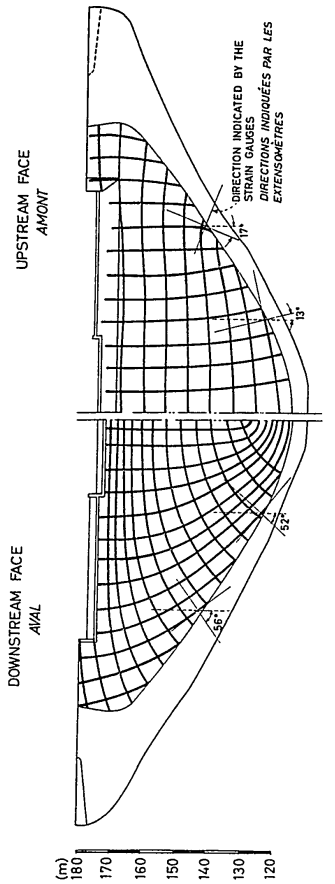


Fig. 7.

Isostatics due to the hydrostatic pressure, water level 177.50.
Isostatiques dues à la pression hydrostatique, niveau de l'eau, 177.50.

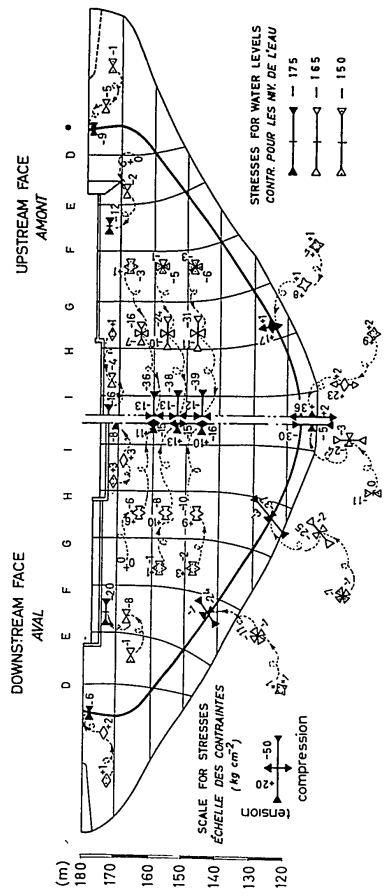


Fig. 8.

Stresses due to the hydrostatic pressure, water levels 175, 165 and 150.
Contraintes produites par la pression hydrostatique, niveaux de l'eau 175, 165 et 150.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

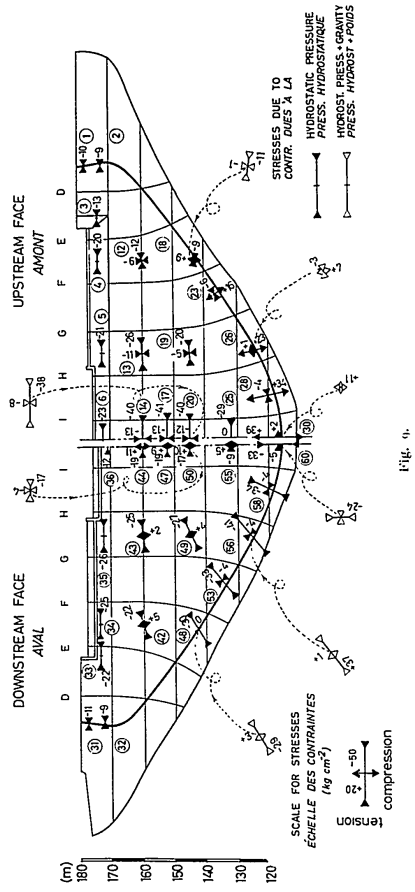


Fig. 9.

Stresses given by model tests due to the hydrostatic pressure, water level 177.5.
Composition of those stresses with computed weight stresses.

Contraintes produites par la pression hydrostatique, niveau de l'eau 177,5, obtenues par les modèles.
Composition avec les contraintes calculées dues au poids propre.

water reaches elevation 150, are practically negligible, beginning to show important values only for water level 165.

Radial deflections of the dam at the level of the crest (175) and at the central vertical section, as determined in the models, are presented

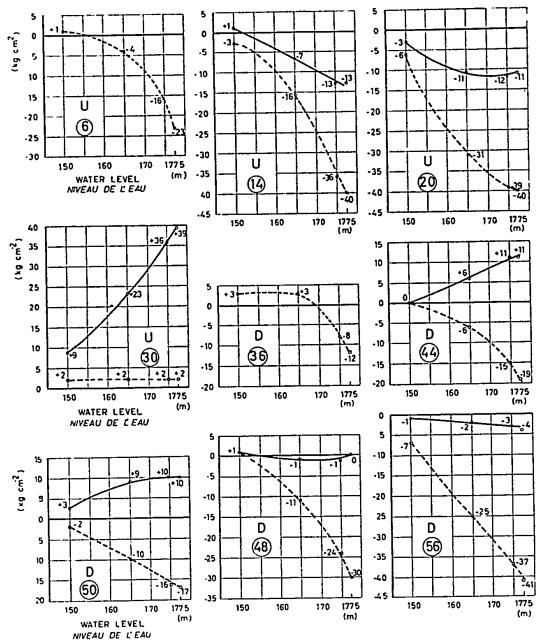


Fig. 10.

Evolution of principal stresses with water level.

Évolution des contraintes principales avec le niveau de l'eau.

The number of the points is indicated inside a circle.
U, upstream; D, downstream.

Les nombres des points sont indiqués dans un cercle.
U, *amont;* D, *aval.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

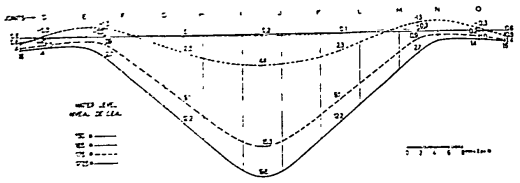


Fig. 11

Radial displacements of the dam at elevation 175, measured on the model for various water levels.

Values of displacements are given for $E_p = 250\,000\ kg.cm^{-2}$.

Déplacements radiaux du barrage au niveau 175, mesurés au modèle pour différents niveaux de l'eau.

Les valeurs des déplacements sont données pour $E_p = 250\,000\ kg.cm^{-2}$.

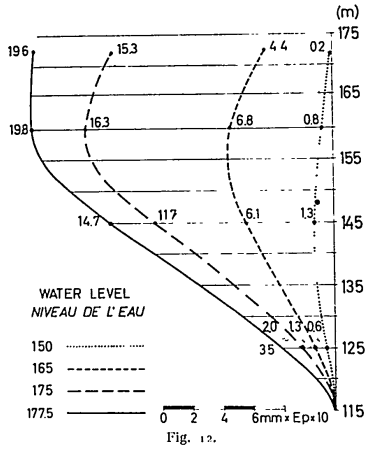


Fig. 12.

Radial displacements of the crown cantilever, measured on the model for various water levels.

Values of displacements are given for $E_p = 250\,000\ kg\ cm^{-2}$

Déplacements radiaux de la console centrale mesurés dans le modèle pour différents niveaux de l'eau.

Les valeurs des déplacements sont données pour $E_p = 250\,000\ kg.cm^{-2}$.

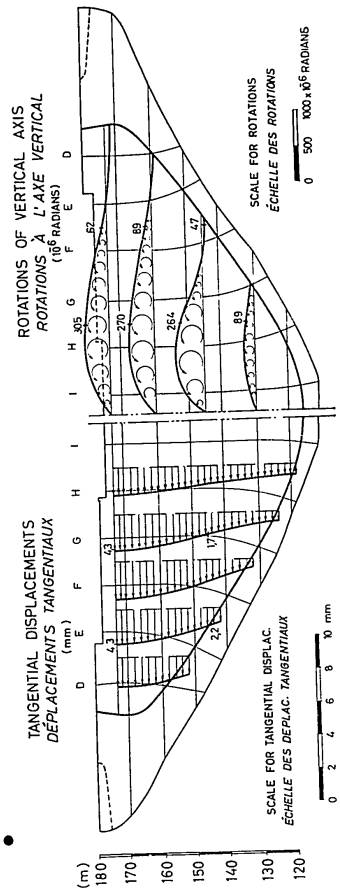


Fig. 13.

Tangential displacements and rotations due to the hydrostatic pressure, water level 177.50.

Values of displacements are given for $E_p = 250\,000\ kg.cm^{-2}$.

Déplacements tangentiaux et rotations dues à la pression hydrostatique, niveau de l'eau 177.50.

Les valeurs des déplacements sont données pour $E_p = 250\,000\ kg.cm^{-2}$.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

in figures 5 and 11 taking the value 250 000 kg.cm $^{-2}$ for the modulus of elasticity of the concrete. Also appreciable deflections are observed only for water levels above 150. Figure 13 shows the tangential deflections and the rotations of vertical axis for the maximum water pressure (174.5). The differentiation of the diagrams of displacements for obtaining the stresses was attempted. It has shown however that a much higher precision in the measurement of displacements would be necessary for obtaining reliable stresses.

5 MEASUREMENTS AT THE DAM.

All the apparatus and observation techniques used in the observation of Portuguese dams have already been described in a report presented to this Congress [9]. Therefore only some of the more interesting results obtained are presented and compared with the model tests results.

Figure 14 gives the trajectories of the different points in the dam observed through the geodetic method in dates *a* to *i*. The evolution of the water level in the reservoir and of the mean temperature of air is indicated in the figures. The dam underwent a maximum displacement of 7 cm, observed in the crown.

Figure 15 shows the comparison between arch displacements at elevation 170 measured both on the model and on the prototype; for this comparison the displacements undergone by the dam between dates *f* and *g* were considered. For the modulus of elasticity of the concrete, a value of 250 000 kg.cm $^{-2}$ was chosen. This value corresponds to the average age of the dam between dates *f* and *g*, i. e., about one year, and was obtained from laboratory tests on 26 prisms prepared with concrete of the structure during its construction.

A slight asymmetry is observed in the tangential displacements measured. This is perhaps due to a temperature increase (indicated by the thermometers installed in the dam) induced by the solar radiation in the left bank side.

The radial displacements observed exceed those foreseen by the model tests. As between the dates in reference, a slight temperature rise was observed, a correction for that effect was introduced by means of the coefficients of influence indicated below. The value obtained for the displacement in the crown was 9.5 cm, which considerably exceeds the figure supplied by the model tests. This fact will be interpreted below.

The displacements of the arch crown at elevation 170 observed by the geodetic method were quantitatively interpreted by the method described in another report presented at this Congress [8]. The thermic conditions in the dam were defined by the mean temperature and the temperature gradients of the arches at elevations 170, 150 and 130: the evolution of these parameters is indicated in figure 16. Ten equations were established by considering the dates, indicated in the higher portion of figure 16, corresponding to water levels 174 and 174.5 in the

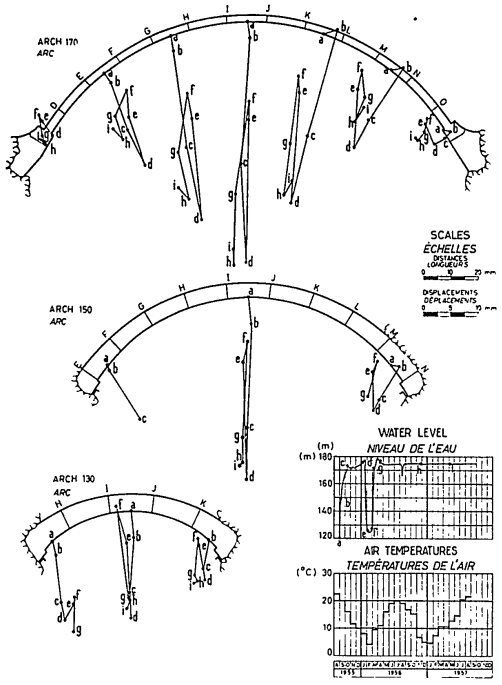


Fig. 14.

Displacements measured by the geodetic method.

Déplacements mesurés par la méthode géodésique.

reservoir. The values determined for the coefficients of influence of the mean temperature and of the temperature gradients at arches 170, 150

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

and 130 were respectively :

$$a_1 = -0.00692 \text{ cm.}^{\circ}\text{C}^{-1},$$
$$a_2 = -0.10187 \quad " \quad .$$
$$a_3 = -0.07508 \quad " \quad .$$
$$b_1 = -0.36293 \quad "$$
$$b_2 = +0.00899 \quad " \quad .$$
$$b = -0.90666\,\tfrac{1}{3} \quad "$$

The curve of figure 17, that defines the influence of the hydrostatic pressure on the displacement of the arch crown at elevation 170, was

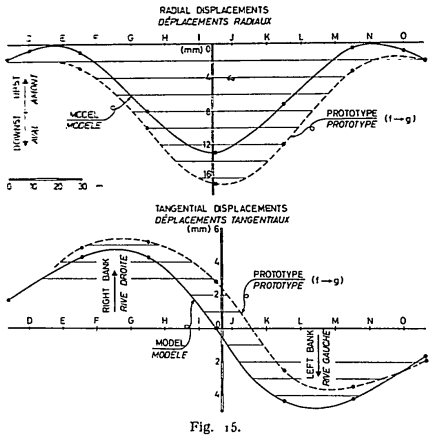


Fig. 15.

Comparison between the radial and tangential displacements of arch 170 obtained in the prototype and in the model.

Comparaison entre les déplacements radiaux et tangentiaux de l'arc 170 obtenus dans le prototype et dans le modèle.

determined by the interpretating method mentioned. The curve foreseen by the models was drawn in the same figure, taking a modulus of elasticity for the concrete equal to the previously mentioned value of 250 000 kg.cm^{-2}, as the modulus of elasticity of the concrete of the structure changes but slightly after one year age. The displacements observed in the prototype considerably exceed those foreseen by the models, and the same has been observed in other similar comparisons [9]. The difference is due, no doubt, to the following facts : (a) the models were homogeneous whilst the foundation displayed a modulus of elasticity that in some zones fell to a value of 20 000 kg.cm^{-2} which is much lower than that of the concrete and (b) the closing of the joints of the dam.

The curves of accumulated influence of the mean temperatures, of these with the temperature gradients and also with the hydrostatic pressure are presented in figure 16. As can be seen, the most considerable influence is that of the hydrostatic pressure which amounts to about 25 mm. The variation of the mean temperatures along the year contributes with about 15 mm and the influence of the gradients is slight, what is due, perhaps, to the thinness of the structure and the unimportant cantilever effect in the structure. A comparison of the calculated with measured displacements is presented in the same figure. The curve of measured displacements is broken between March and November 1956, for lack of observations.

The corrected strains (1), along the vertical and horizontal directions, of groups 23 u and 21 d (their position is shown in figure 23), placed at 1 m from the downstream and the upstream faces and in the crown of the dam at elevation 149.10 were interpreted by the method described in the report presented at this Congress [9], previously mentioned. The thermic conditions in the dam were defined by the mean temperatures in the arches 170, 150 and 120, by the gradients in the same arches and by the difference t' between the temperature at the point and the temperature given by the equivalent linear diagram for the same point. The diagrams of the mean temperatures and of the gradients are shown in figure 18. Twenty-one equations were established by considering the dates indicated in the higher portion of figure 18 corresponding to the water levels 174.40, 174.25, 174.00, 173.00, 165.00 and 150.00. It was admitted, as regards the horizontal direction, that the temperature t' was totally transformed into stress, which amounts to a complete restraint of the strains due to t' [8]. As for the vertical direction, it was admitted that only a portion of t' was transformed into stress and thus an additional unknown K had to be considered just in order to measure the degree of restraint to the deformations due to t' [8].

---

(1) The corrected strain ε'_1 along a given direction 1 is

$$\varepsilon'_1 = \frac{1}{(1+\nu)(1-2\nu)}(1-\nu)\varepsilon_1 + \nu(\varepsilon_2+\varepsilon_3) - \varepsilon_t,$$

where :

ε_1, ε_2, ε_3, strains measured along three orthogonal directions,
ε_t, strains measured by the no-stress strain meter and
ν, Poisson's ratio of concrete.

The stress in an elemental area normal to direction 1 is thus given by $\sigma_1 = E\,\varepsilon'_1$, where E is the modulus of elasticity of the concrete.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

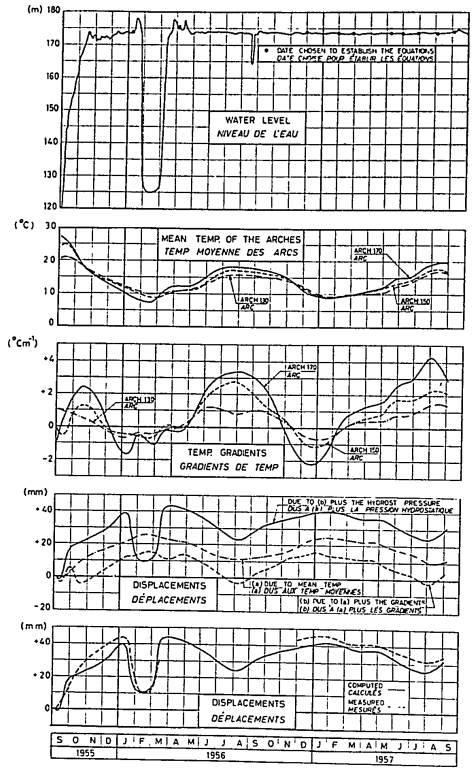


Fig. 16.

Interpretation
of the geodetic displacements of the crown of the dam at level 170.

Interprétation
des déplacements géodésiques de la clef du barrage au niveau 170.

The solution of the two systems of 15 equations in 6 unknowns, corresponding to the horizontal directions of groups 23 *u* and 21 *d*, yielded the following results for the two groups :

$$a_1 = \quad 21.5986 \times 10^{-6}\ °C^{-1},$$
$$a_2 = -\ 31.0563 \quad "$$
$$a_3 = -\ 11.0544 \quad "$$
$$b_1 = -\ 30.9637 \times 10^{-6}\ °C^{-1}.m,$$
$$b_2 = -\ 40.1692 \quad "$$
$$b_3 = -\ 54.8891 \quad "$$

and

$$a_1 = -\ 9.8155 \times 10^{-6}\ °C^{-1}$$
$$a_2 = -\ 21.6156 \quad "$$
$$a_3 = -\ 27.0324 \quad "$$
$$b_1 = -\ 2.5320 \times 10^{-6}\ °C^{-1}.m$$
$$b_2 = -\ 8.0417 \quad "$$
$$b_3 = -\ 71.1710 \quad "$$

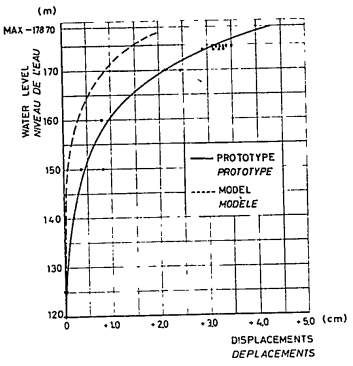


Fig. 17

Displacements due to the hydrostatic pressure of the crown of the dam at level 170 measured at the model and obtained from the measurements at the prototype.

Déplacements dus à la pression hydrostatique de la clef du barrage au niveau 170 mesurés dans le modèle et obtenus à partir des mesures sur le prototype.

a_1, a_2, a_3 being the coefficients of influence of the mean temperatures and b_1, b_2, b_3 the coefficients of influence of the gradients.

As the comparison between the measured and calculated values

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

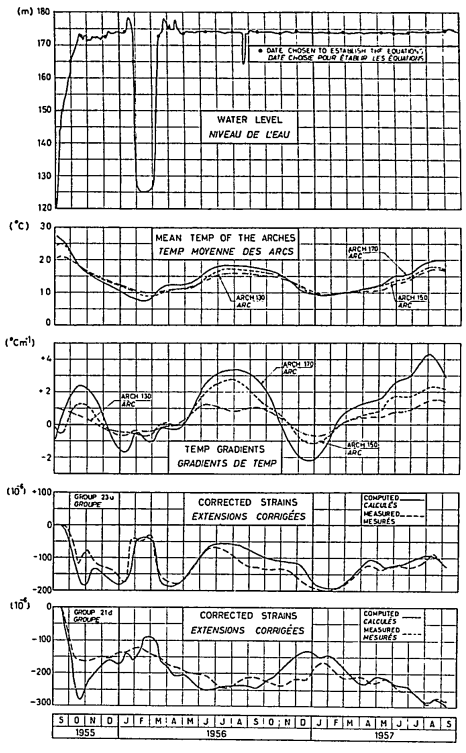


Fig. 18.

Interpretation of the corrected strains in the horizontal direction of groups 23 *u* and 21 *d* of strain-meters

Interprétation des extensions corrigées dans la direction horizontale des groupes 23 u et 21 d d'extensomètres.

concerning the vertical directions is not presented, the values of the coefficients of influence are not given although they have been calculated.

Figures 19, 20, 21 and 22 show the curves of influence of the hydrostatic pressure on the corrected strains along the four directions in reference. The curves foreseen by the models are also indicated. They were obtained by considering, for the two points, a modulus of elasticity equal to 248 000 kg.cm^{-2} corresponding to the one year age concrete that surrounds the instruments.

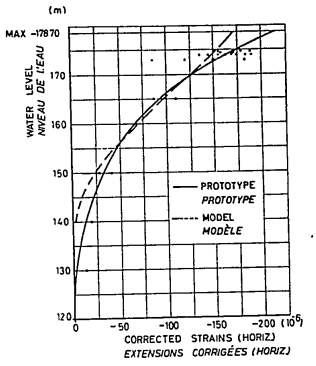


Fig. 19.

Corrected strains in the horizontal direction of group 23 *u* due to hydrostatic pressure in the model and in the prototype.

Extensions corrigées dans la direction horizontale du groupe 23 u dues à la pression hydrostatique dans le modèle et dans le prototype.

A good agreement is observed between the corrected strains along the horizontal direction of group 23 *u* (*fig.* 19); the maximum stress given by the observations was $212 \times 10^{-6} \times 248\,000 = 52$ kg.cm^{-2} and that foreseen by the models $165 \times 10^{-6} \times 248\,000 = 41$ kg.cm^{-2}, i. e., the maximum deviation amounts to 11 kg.cm^{-2}. As for the strains, along the same direction, of group 21 *d* the values obtained from the model were appreciably lower (*fig.* 20). It should be remarked, nevertheless, that the maximum deviation, of about 50×10^{-6}, corresponding to a stress of $50 \times 10^{-6} \times 248\,000 = 12$ kg.cm^{-2}, is not very important and exceeds but slightly the scattering of the points by means of which the curve of the prototype could be drawn.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Regarding the corrected strains for the vertical direction (*fig.* 21 and 22), notice that the observations and the values foreseen by the model do not differ by more than 25×10^{-6}, which corresponds to 6 kg.cm^{-2}.

It can be stated that, as a rule, the agreement is good, bearing in mind the accuracy that is reasonable to require in practice.

Figure 18 shows the curves of corrected strains along the horizontal direction of groups 21 *d* and 23 *u*, measured and computed according to the knowledge of the corrected strain curves in function of the reservoir levels and of the coefficients of influence of the mean temperatures and of the gradients.

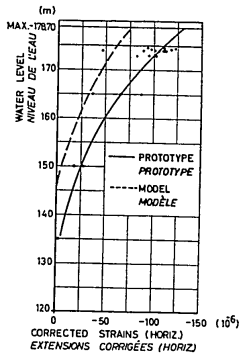


Fig. 20.

Corrected strains in the horizontal direction of group 21 *d* due to hydrostatic pressure in the model and in the prototype.

Extensions corrigées dans la direction horizontale du groupe 21 *d dues à la pression hydrostatique dans le modèle et dans le prototype.*

Excepting some small zones of the diagram there is a satisfactory agreement which shows that the influence coefficients and the hydrostatic pressure curves define the behaviour of the structure. In fact the maximum deviation between the two curves does not exceed 50×16^{-6} which amounts to $50 \times 10^{-6} \times 250\,000$ kg.cm^{-2} = 12.5 kg.cm^{-2}.

Figures 23, 24 and 25 give the stresses computed from the measurement of strains between 1st September 1955 (water level 120.00) and 19 October 1956 (water level 174.00); between 17 January 1956 (water level 178.53) and 13 February 1956 (water level 125.00); and between 13 February 1956 (water level 125.00) and 24 March 1956 (water level 178.40). The diagrams of the temperature variations taking place in the dam along the thickness during these dates are also included in those figures. The values of the moduli of elasticity considered ranged between 200 000 and 300 000 kg.cm^{-2}, in accordance with the values observed near each group of strain-meters.

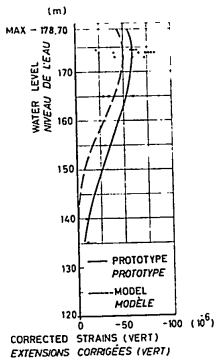


Fig. 21.

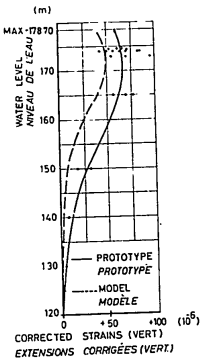


Fig. 22.

Fig. 21.

Corrected strains in the vertical direction of group 23 *u* due to hydrostatic pressure in the model and in the prototype.

Extensions corrigées dans la direction verticale du groupe 23 *u dues à la pression hydrostatique dans le modèle et dans le prototype.*

Fig. 22.

Corrected strains in the vertical direction of group 21 *d* due to hydrostatic pressure in the model and in the prototype.

Extensions corrigées dans la direction verticale du groupe 21 *d dues à la pression hydrostatique dans le modèle et dans le prototype.*

The highest compressive stress observed in the dam was 49 kg.cm^{-2} in the crest near the upstream face and at block OP between dates 5 and 6 (*fig.* 25). The highest tension measured was 28 kg.cm^{-2}, near the upstream face in the base of block HG, between dates 1 and 2 (*fig.* 23).

It is also interesting to note that, although the variations of water level between dates 1 and 2, 3 and 4, 5 and 6 were approximately the

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

same, the stresses are rather different, which is ascribed to the fact that the dam underwent different temperature variations.

Stresses foreseen by the model, due to hydrostatic pressure, were

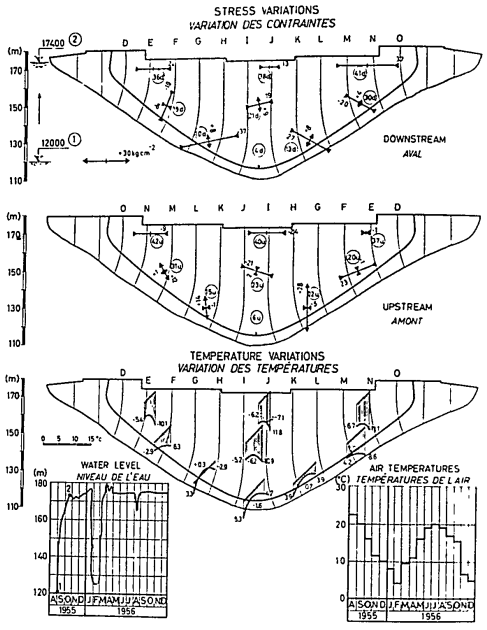


Fig. 23

Stresses set up during the first filling.

Contraintes installées pendant la première mise en eau

compared with the stresses measured in the prototype between the two first dates, with the temperature effect deducted admitting that :

— the variation of the mean temperature along the thickness induces unimportant stresses;

the difference t'' between the temperature at the point and the mean temperature in the section is converted into stress with complete restraint, i. e. without deformation. The influence of the temperature

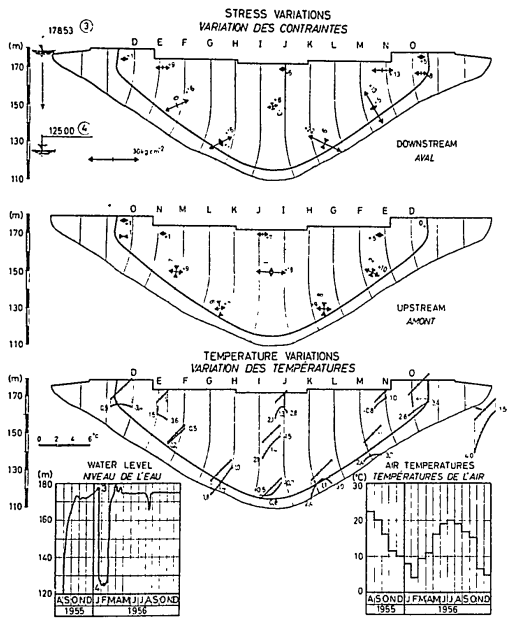


Fig. 24

Stresses set up during the first empyting.

Contraintes installées pendant la première vidange

is therefore supposed to be given by $\frac{\lambda E t''}{1-\nu}$, where λ is the coefficient of linear expansion of the concrete, E its modulus of elasticity and ν its Poisson's ratio.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

This procedure was adopted as there was no time to interpret the observations according to the general method mentioned [8]. Note that the values obtained in the models were transferred to the interior

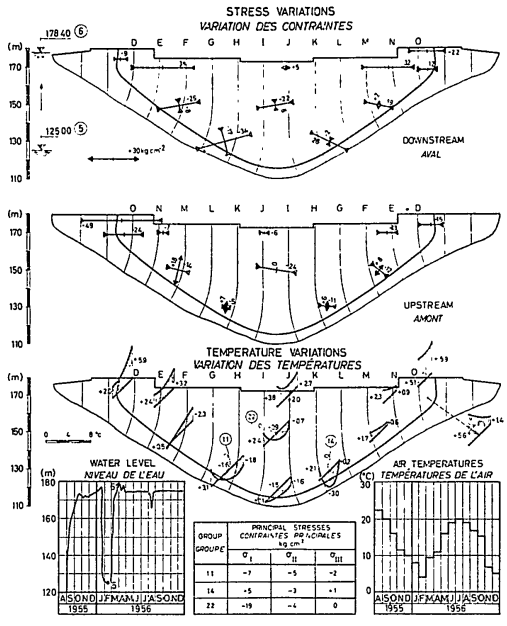


Fig. 25.

Stresses set up during the second filling.

Contraintes installées pendant la deuxième mise en eau.

points of the prototype where strains were measured by admitting a linear variation of the normal stresses along the thickness of the dam. The values obtained are presented in the Table, where σ_1, σ_2 are the principal stresses in kg.cm^{-2} and σ_h, σ_v are the horizontal and vertical stresses also in kg.cm^{-2}.

Attention is called to the better agreement between the observations of the prototype and of the model, when the mean value of the observations at symmetrical points of the prototype are considered. This better agreement should be due to the fact that the higher temperatures in the right bank of the dam induce stresses that, mainly in the arches, cancel each other at symmetrical points.

The values of the stresses in points 21 *d* and 23 *u*, obtained by the quantitative interpretation, were respectively + 15, — 24 and — 15, — 37 kg.cm $^{-2}$. The agreement is better than the one obtained by the rough procedure previously indicated, except for the minimum compressive stress in group 23 *u*. This disagreement can be explained by the reasons indicated above.

The greatest deviation between the mean value of the stresses at symmetrical points of the prototype and of the model is 11 kg.cm $^{-2}$ at one point only, notwithstanding the rough temperature correction. The standard deviation of the deviations between the stresses in the prototype and in the model is 8 kg.cm^{-2} only.

It is thus concluded that, on the whole, the agreement is satisfactory within the accuracy that could be desired, on account of the numerous indeterminations at play and within the accuracy that it is of practical interest to obtain.

Group.	Distance from face (m).	Prototype 1st filling. σ	Prototype 1st filling. σ	Model. σ	Model. σ	Model. σ	Model. σ_h	Computation $E_f = E_c$ σ	Computation $E_f = E_c$ σ_h	Computation $E_f = \frac{1}{5} E_c$ σ_v	Computation $E_f = \frac{1}{5} E_c$ σ_h
4 *d*	1.00			— 15		15		05		31	—
6 *u*	1.00			— 30		— 30		+09		— 50	—
10 *d*	1.00	— 2	15	5	50	17	18	05	— 25	15	— 33
13 *d*	1.00	— 5	35								
12 *u*	1.00	— 13	— 10	— 17	— 1	— 17	— 1	— 14	— 7	— 14	— 8
15 *u*	1.00	— 9	6								
19 *d*.	1.00	1	14	2	20	8	14	— 10	— 23	1	— 23
30 *d*	1.00	— 13	12								
21 *d*	1.00	— 16	— 12	— 8	— 20	— 8	— 20	— 2	— 19	— 4	— 19
23 *u*	1.00	— 13	— 30	— 8	— 15	— 8	— 35	— 7	— 40	8	— 41
20 *u*	1.00	6	38	— 4	7	— 4	7	+ 11	— 24	— 4	— 24
31 *u*	1.00	— 4	7								
36 *d*	0.50	— 15		13		13			— 27		26
41 *d*	0.50	31	—								
38 *d*	0.50	— 7		14		— 14			— 29		— 29
40 *u*	0.50	— 33	—	— 22		— 22		—	— 33		— 29
37 *u*	0.00	— 7		— 20		— 20		—	— 25		21
42 *u*	0.50	— 14									

Values connected by braces correspond to symmetrical points.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

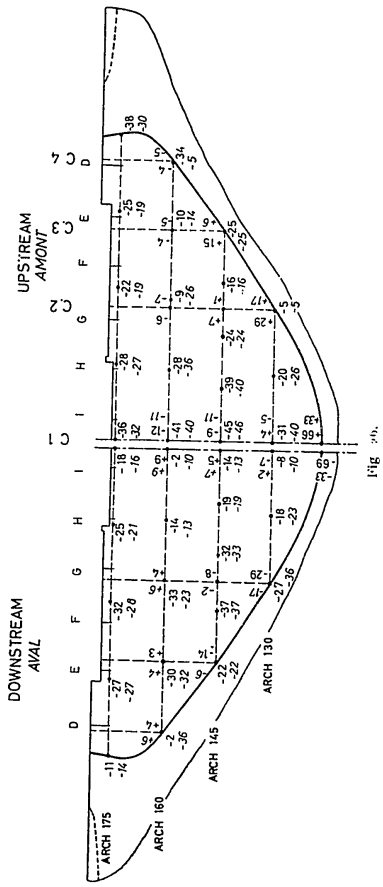


Fig. 26.

Results of " trial load " computation for $E_f = E_c$ and for $E_f = \frac{1}{5} E_c$.

Inclined figures correspond to $E_f = \frac{1}{5} E_c$.

Résultats du calcul « trial load » pour $E_f = E_c$ et pour $E_f = \frac{1}{5} E_c$.

Les nombres inclinés correspondent à $E_f = \frac{1}{5} E_c$.

The results of a trial load calculation, with radial adjustments only, for the hypotheses of a modulus of elasticity of the foundation assumed equal to that of the concrete ($E_f = E_c$) and assumed equal to $\frac{1}{5}$ of that of the concrete $\left(E_f = \frac{1}{5} E_c\right)$ are presented in figure 26. A water level in the reservoir of 175.00 was considered. As can be seen in figure 26, together with the reduction in the modulus of elasticity of the foundation a large reduction of the tensile stress is observed upstream at the base of the cantilevers without great increase of the stresses in the arches except for those concerning the arch at elevation 130.

The calculated stresses are also presented in the Table with a view to comparing them with the stresses obtained from strain measurements in the prototype and in the models.

It is observed that the results for the hypotheses $E_f = \frac{1}{5} E_c$ are less different from those supplied by the models, namely with regard to the stresses at the base of the cantilevers, although the models are homogeneous. In fact the standard deviation of the deviations between the stress values calculated for this latter hypothesis and those obtained in the models was computed. Its value is only 7 kg.cm $^{-2}$, that is of the same magnitude as the value obtained for the deviations between the prototype and the model. Too high stress values at the base of the cantilevers, supplied by the calculation, have also been observed in studies of other dams [2].

6. CONCLUSIONS.

In Portugal, the design of dams is based on the results of model studies and its confirmation by means of calculation is not deemed necessary. This means that the experimental method is considered as entirely reliable. By means of the techniques developed and the organization available at the Laboratório Nacional de Engenharia Civil it is possible to complete the model studies within time limits perfectly compatible with the time usually reserved to prepare the designs. The cost of the tests is very low [3], and does not exceed, as a rule, $ 5 000 for a complete study.

In the case of Bouçã dam, two shapes of the dam were studied on four models in six months.

The study of Bouçã dam confirmed the reliability of the techniques used and the high precision of the results obtained. The errors of the stresses developed in the models are less than 2 kg.cm^{-2}.

The most important problems of model studies, that are at present under consideration at the Laboratório are the following : study of new materials for the models, determination of the stresses due to the weight and the temperature variations and study of rupture condi-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tions. The deviations that have been observed between the displacements measured in the structures and the displacements foreseen by the model tests make it advisable to study systematically on model how the low modulus of elasticity of the foundation rock influences the displacements.

As for the observation of Bouçã dam, the conclusions that can be drawn from it are the same that were presented in another report [9] to which the reader is referred. The small thickness of the dam has emphasized the need, that is general, of obtaining more complete information on the variation of temperature along the thickness by using more thermometers, with a view, above all, to separate the influence of temperature on the stresses. For the same reasons, the need of more frequent or even continuous observations was also clearly felt in the case of Bouçã dam.

As a rule, the comparisons between the displacements observed and those foreseen by the model tests have shown that the former are usually larger. This is due possibly to the fact that the low modulus of elasticity of foundation rock was not reproduced in the models and also to the closing of the joints.

In the case of Bouçã dam the maximum radial displacement observed, due to the hydrostatic pressure, was 31 mm whilst the models foresaw 14 mm; this difference can be explained, in part, by the fact referred to above. The tangential displacements observed disclosed a slight asymmetry in the behaviour of the dam. This is due, no doubt, to the solar radiation that heats one side of the structure more than the other.

It is interesting to note that, the crest of the dam being thin, the annual temperature wave induces a displacement in it equal to 15 mm, i. e., about half the displacement due to the hydrostatic pressure.

As for the stresses, a satisfactory agreement has been found between the values foreseen by the models and the results of observation, when the contribution of temperature variations is eliminated in the latter. In the case of Bouçã dam, the maximum deviation observed in two points where a careful correction for the temperature was applied, amounted to 12 kg.cm^{-2}. A better knowledge of the temperature distribution along the thickness should help in reducing the deviations, that have been found, between the stresses foreseen and observed. It should be noted that the stress values observed in the prototype exceed as a rule those obtained by the models, which agrees with the higher values also observed of the radial displacements.

7. ACKNOWLEDGMENT.

The autors are indebted to the " Hidro-Eléctrica do Zêzere " — that operates Bouçã scheme —, to the " Comissão de Fiscalização das Obras dos Grandes Aproveitamentos Hidro-Eléctricos " — that supervises the construction of large dams in Portugal — and to the " Direcção Geral dos Serviços Hidráulicos " for their co-operation with the " Laboratório Nacional de Engenharia Civil " in all the studies of Bouçã dam.

The engineers Orlando V. Rodrigues, M. Q. Guerreiro, Maria C. Cruz Azevedo, Poole da Costa, Esteves Ferreira and Cruz Ferreira, of the Dams Studies Section, have assisted in the preparation of this paper.

REFERENCES.

1. M. Rocha and J. Laginha Serafim, *Model Tests of Santa Luzia Dam* (*III Congress on Large Dams*, Stockholm, 1948, Communication).

2. M. Rocha, J. Laginha Serafim, A. F. da Silveira and J. M. R Neto, *Model Tests, Analytical Computation and Observation of an Arch Dam* (*Proceedings A. S. C. E.*, Separate No. 696, May 1955).

3. M. Rocha and J. Laginha Serafim, *Analysis of Concrete Dams by Model Tests* (*V Congress on Large Dams*, Paris, 1955, Communication).

4. M. Rocha, J. Laginha Serafim and A. F. da Silveira, *Design and Observation of Arch Dams in Portugal* (*Proceedings A. S. C. E.*, Paper 997, June 1956).

5. M. Rocha, *General Review of the Present Status of the Experimental Method of Structural Design* (*IV Congress International Association for Bridge and Structural Engineering*, 1952).

6. M. Rocha and J. Laginha Serafim, *The Problems of the Safety of Arch Dams : Rupture Studies on Models* (*VI Congress on Large Dams*, New York, 1958, Communication).

7. M. Rocha and J. Laginha Serafim, *Determination of Thermal Stresses in Arch Dams by Means of Models* (*VI Congress on Large Dams*, New York, 1958, Communication).

8. M. Rocha, J. Laginha Serafim and A. F. da Silveira, *A Method of Quantitative Interpretation of the Results Obtained in the Observation of Dams* (*VI Congress on Large Dams*, New York, 1958, Report on Question 21).

9. M. Rocha, J. Laginha Serafim, A. F. da Silveira and M. Q. Guerreiro, *Observation of Concrete Dams : Results Obtained in Cabril Dam* (*VI Congress on Large Dams*, New York, 1958, Report on Question 21).

10. J. A. Pereira and J. C. Silva, *O Aproveitamento da Bouçã* (*Electricidade*, No. 1, 2 e 3, 1957, Lisboa).

11. A. C. Xerez, *Portuguese Experience With Overflow Arch Dams* (*Proceedings A. S. C. E.*, Paper No. 990, June, 1956).

12. M. Rocha, J. Laginha Serafim and A. F. da Silveira, *Deformability of Foundation Rocks* (*V Congress on Large Dams*, Paris, 1955, Report on Question 18).

13. J. Laginha Serafim, *Determinação de Tensões com Vernizes Frágeis* (*Técnica*, No. 231, Abril 1953, Publ. No. 34 do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

SUMMARY.

Based in studies carried out in Bouçã Dam, the present paper presents a comparison of measurements of strains and displacements in models with the results of measurements performed in the prototype and with the results obtained by the trial load method of calculation with radial adjustments only. Model testing techniques in use at the Laboratório Nacional de Engenharia Civil are briefly described. In order to compare the results of the model tests with the results of the measurements in the prototype, a quantitative analysis of the observations of the corrected displacements and stresses was carried out according to a method described in another paper presented at this Congress [8].

The results obtained by the trial load method with radial adjustments only, for the hypotheses of $E_f = E_c$ and of $E_f = \frac{1}{5} E_c$ are also compared with the results of the model tests and with the measurements in the prototype (E_f = modulus of elasticity of the foundation, E_c = modulus of elasticity of the concrete).

RÉSUMÉ.

A partir d'études sur le barrage de Bouçã, on compare, dans le présent travail, les résultats de mesures d'extensions et de déplacements effectuées sur modèles avec les résultats de mesures sur le prototype et avec les résultats obtenus par la méthode « trial load » avec ajustements radiaux seulement. On décrit sommairement les techniques d'essai sur modèle employées au Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Afin de comparer les résultats des essais sur modèle avec les résultats des mesures sur le prototype on fait l'analyse quantitative des observations des déplacements et des extensions corrigées, au moyen d'une méthode décrite dans un autre rapport présenté à ce Congrès [8].

Les résultats des calculs « trial load » avec des ajustements radiaux seulement, pour les hypothèses $E_f = E_c$ et $E_f = \frac{1}{5} E_c$, sont aussi comparés avec les résultats des essais sur modèle et avec les résultats des mesures sur le prototype (E_f, module d'élasticité de la fondation; E_c, module d'élasticité du béton).

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 85

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

A. REBAUDI
(ITALIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

MESURES EXPÉRIMENTALES SUR LE COMPORTEMENT DU BARRAGE DE PIANTELESSIO ET COMPARAISON AVEC LES RÉSULTATS DU CALCUL STATIQUE ET AVEC LES ESSAIS SUR MODÈLE (*).

Dr. Ing. ANICETO REBAUDI,

Directeur des Constructions
de l'Azienda Elettrica Municipale de Turin.

CARACTÉRISTIQUES DU BARRAGE.

Le barrage de Piantelessio a été récemment construit par l'Azienda Elettrica Municipale de Turin dans le massif du Grand Paradis à la cote de 1900 m sur le torrent Piantonetto (bassin Hydrographique de l'Orco) pour la création d'un réservoir de la capacité d'accumulation de 23 millions de mètres cubes d'eau destiné à la régularisation de débits qui alimentent l'aménagement de Rosone-Telessio.

Le barrage est constitué par une structure poids-voûte à double courbure en béton, avec parement amont en moellons.

(*)

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les données géométriques essentielles de la structure sont les suivantes :

— hauteur maximum sur fondations : 80 m;
— rayon moyen de courbure : 210 m;
— longueur moyenne en crête : 475 m environ;
— corde moyenne de l'arc de crête : 374 m;
— flèche moyenne de l'arc de crête : 114 m;
— développement angulaire à l'arc de crête : 125° 46';
— épaisseur à la base : 34,40 m;
— épaisseur en crête : 5,50 m;
— volume du barrage : 380 000 m³.

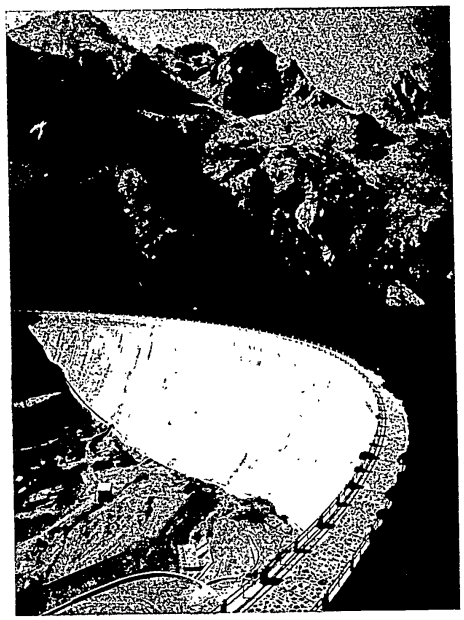


Fig. 1.

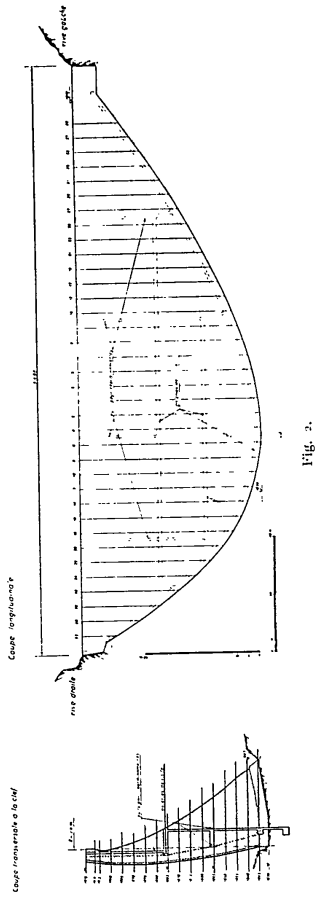


Fig. 2.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le profil de la gorge (*fig.* 2) se présente sans symétrie et avec une ampleur remarquable soit en comparaison du rayon de courbure que de la hauteur du barrage; les arcs de la structure sont, par conséquent très tendus et le rapport entre la corde et la hauteur atteint une valeur assez élevée d'environ 4,7.

La section principale (*fig.* 2) a le parement amont curviligne et une épaisseur variable quadratiquement avec la cote, excepté pour la zone du couronnement et pour celle de base où ont été introduites des légères corrections de forme. Les arcs sont circulaires, à épaisseur constante dans la zone centrale et renforcés aux naissances par une augmentation de l'épaisseur vers l'aval.

Le barrage est directement appuyé sur un « sommier » de fondation, et est partagé en une série de plots d'une largeur de 12,50 m environ par des joints radiaux. Ces joints ont été scellés par des injections de ciment six mois après l'achèvement du barrage, soit en avril 1956.

Malgré la brève période de vie du barrage on a juge utile, en considération de ses caractéristiques particulières, de procéder dès à présent à une première comparaison entre les résultats du calcul et des essais sur modèle réduit.

CALCUL.

Le calcul statique (Prof. F. Arredi) a été effectué en considérant la structure comme partie d'un solide de rotation, en tenant compte des liens au périmètre.

Calcul statique . Diagrammes.

Répartition de la pression

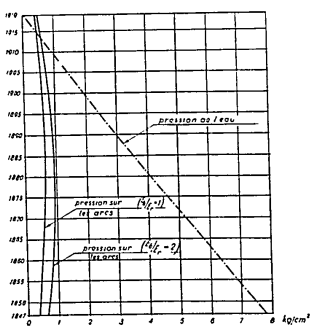


Fig. 3.

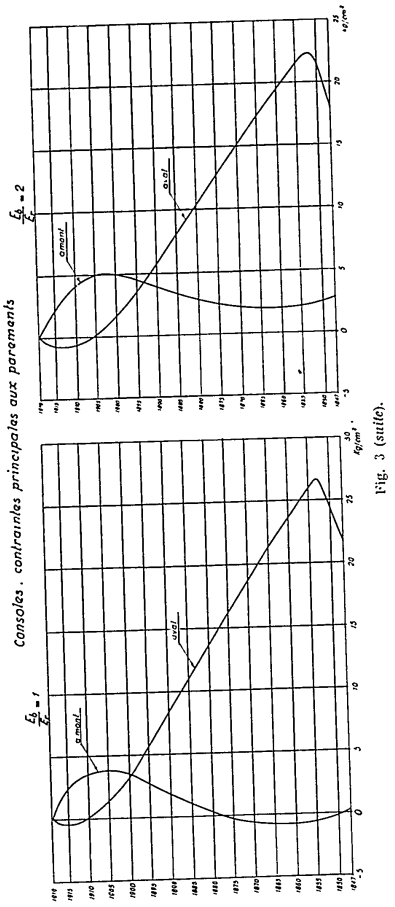


Fig. 3 (suite).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

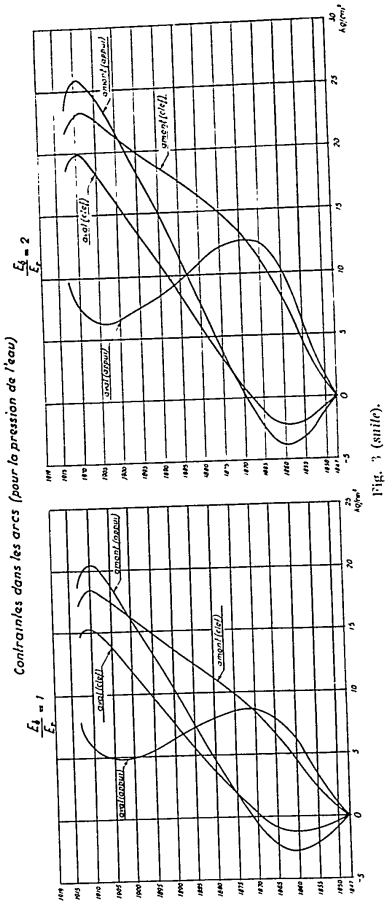


Fig. 2 (*suite*).

Les paramètres considérés sont les suivants :

— poids spécifique de l'eau : 100 kg/m³;
— poids spécifique du béton : 2 450 kg/m³;
— rapport entre les modules d'élasticité du béton et du rocher de fondation égal à 1 et à 2.

Les valeurs obtenues pour la répartition de la pression hydrique entre les arcs et les consoles, pour les contraintes dans les consoles et dans les arcs sont indiquées aux diagrammes de la figure 3.

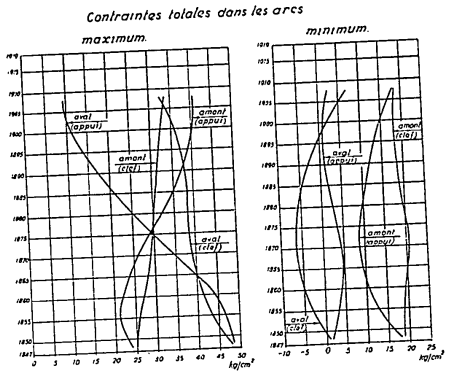


Fig. 3 (*suite et fin*).

Pour le calcul des arcs il a été tenu compte des contraintes induites par le refroidissement de la masse de béton, par le retrait du béton et par les variations thermiques.

La superposition de ces contraintes avec celles provoquées par la poussée des eaux fournit les contraintes maximum et minimum dans les arcs indiquées à la figure 3 ci-dessus.

MODÈLE RÉDUIT.

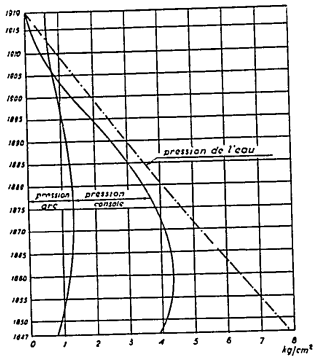
Chez l'Institut I.S.M.E.S. de Bergamo a été construit et expérimenté un modèle de barrage à l'échelle de 1/70e. Le modèle a été construit en béton de liparpomice avec des différents pourcentages de ciment pour la formation du corps du barrage et du rocher des fondations; on a ainsi réalisé un rapport des modules égal à 1,6.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Modèle réduit. Diagrammes.

Répartition de la pression.



Contraintes principales aux parements.

$\frac{E_b}{E_r} = 1,6$

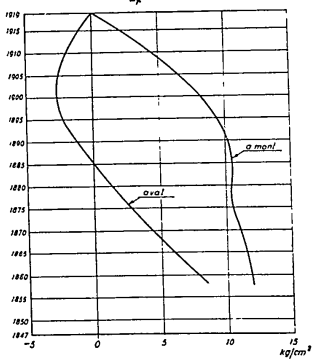


Fig. 4.

D'après les résultats obtenus par les recherches expérimentales sur le modèle soumis aux essais en régime d'élasticité on a déduit les valeurs des contraintes aux parements par suite du poids propre et de la poussée hydrique, et des contraintes dans chaque arc en clef, ainsi que la répartition de la pression entre les arcs et les consoles.

Ces valeurs sont reportées aux diagrammes de la figure 4.

Contraintes dans les arcs

$\frac{E_b}{E_r} = 1,6$

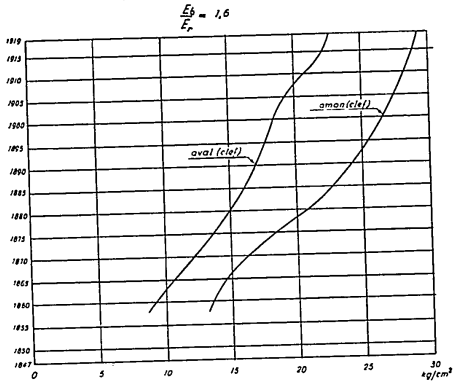


Fig. 4 (*suite*).

PROTOTYPE.

Le barrage est appuyé sur une formation rocheuse qui, comme tout le massif du Grand Paradis, est constituée essentiellement par du orthogneiss glandulaire solide et imperméable.

A la suite de nombreux essais de pression statique sur le rocher effectués dans des galeries au moyen de vérins hydrauliques, soit ordinaires, soit spéciaux, du type Freyssinet (vérin-plats) le module élastique du rocher en place a été évalué en moyenne à environ 275 000 kg/cm².

Le béton a été confectionné avec agrégats de concassage et dosé à raison de 250 kg de ciment pouzzolanique par mètre cube de mélange, avec l'addition d'un additif d'aération et plastifiant (Frioplast).

Les nombreux essais effectués au cours de la construction ont permis de constater une résistance moyenne, à 90 jours, d'environ 300 kg/cm² et un poids spécifique correspondant d'environ 2 450 kg/m³.

Pour l'évaluation du module d'élasticité du béton, on a effectué de nombreuses mesures au laboratoire sur des échantillons de béton

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

prélevés durant les coulées : la valeur moyenne du module, dans le domaine des contraintes relatives à la structure, a été d'environ 290 000 kg/cm².

Par conséquent, le rapport des modules du béton et du rocher serait assez voisin de l'unité.

En considérant, d'autre part, que le module du rocher de fondation est d'ordinaire inférieur à celui constaté en ce lieu, on peut considérer que le rapport même est en moyenne compris entre 1 et 2 comme prévu par le calcul.

La coulée du béton, commencée à la fin du mois de mai 1953, a été terminée en septembre 1955. En tenant compte de l'altitude élevée et

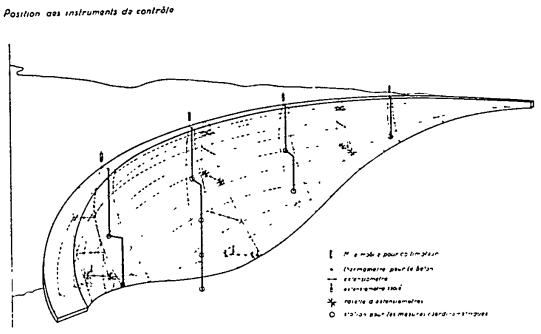


Fig. 5.

des conditions climatiques conséquentes, la construction avait été limitée à la seule saison de travail mai-octobre. La fermeture des joints eut lieu aux premiers jours du mois d'avril 1956.

Au cours de la construction on a installé dans le corps du barrage des appareils de mesure permettant d'indiquer la température du béton, de l'air et de l'eau du réservoir, les déformations du béton, les rotations du corps du barrage, les déplacements de la structure et du rocher de fondation, les mouvements des joints.

La distribution des différents instruments est indiquée à la figure 5

MESURES DES DÉPLACEMENTS.

Pour l'évaluation des déplacements, des observations ont été effectuées au moyen de pendules, collimateurs, clinomètres, sur quatre sections du barrage : principale à 24° vers la rive droite, à 27° et à 52° vers la rive gauche, se référant à un total de neuf points. Ces derniers sont ainsi distribués : quatre sur le couronnement, trois sur l'arc à la cote 1884, deux sur la section principale aux cotes 1864 et 1842.

On considère d'abord le déplacement du point au sommet de la section principale : la figure 6 indique le diagramme des composantes radiales des déplacements mesurés avec les pendules et avec le collimateur, ainsi que celles déduites par les observations clinométriques.

Les diagrammes se réfèrent à un zéro conventionnel, qui correspond à la position du barrage à la date du début de l'opération de serrage des joints radiaux (avril 1956).

L'exactitude des mesures nous est confirmée par la concordance des déplacements relevés au moyen d'appareils et de procédés tout à fait différents.

En particulier on remarque la correspondance quantitative des courbes des déplacements mesurés avec les pendules et avec le collimateur.

Les différences quantitatives de la courbe relative aux mesures clinométriques sont évidemment dues au fait que les observations se réfèrent à deux chaînes clinométriques seulement, distribuées le long de la hauteur de la structure.

Vu que l'ampleur des déplacements mesurés avec le collimateur n'est pas supérieure en général à celle qui est mesurée avec les pendules, on peut en déduire que ces derniers, en considérant la profondeur de la station de mesure dont les lectures coordinométriques se réfèrent (environ 10 m sous le plan de fondation) peuvent, en fait, indiquer aussi les déplacements du rocher de fondation.

En tenant compte, en outre, que les mesures coordinométriques sont moins influencées par les erreurs que celles par collimation, on peut, en fait, retenir que la courbe des premières peut représenter le déplacement effectif du point de sommet de la console centrale.

A la figure 6 *d* cette courbe a été considérée en relation aux variations soit du niveau de l'eau du réservoir, soit de la température moyenne journalière de l'air, soit de celle moyenne du béton du barrage, soit encore de la température moyenne du couronnement.

Il s'ensuit que des deux facteurs : poussée hydrique et variations de température, dont quelquefois les effets se contrastent, c'est la poussée hydrique qui domine nettement.

Telle relation entre déplacement et poussée hydrique, qui ne se vérifie pas d'habitude dans les structures à arc, est, dans ce cas, justifiée par la conformation spéciale des arcs qui présentent des ampleurs angulaires limitées.

D'après les éléments théoriques du calcul statique, il a été possible de fixer (en considérant d'ailleurs le seul effet de la poussée hydrique), une flèche maximum comprise entre 22 et 27 mm selon la valeur du rapport entre les modules d'élasticité du béton et du rocher $\left(\frac{E_b}{E_r} = 1 ; \frac{E_b}{E_r} = 2\right)$ considérant pour le premier la valeur de 260 000 kg/cm².

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Pour des valeurs du module d'élasticité du béton égales à 300 000 et 200 000 kg/cm², les flèches théoriques sont comprises entre 19 et 24 mm dans le premier cas et entre 28 et 36 mm dans le second, toujours pour des rapports de modules $\frac{E_b}{E_r} = 1$ ou bien $\frac{E_b}{E_r} = 2$ respectivement.

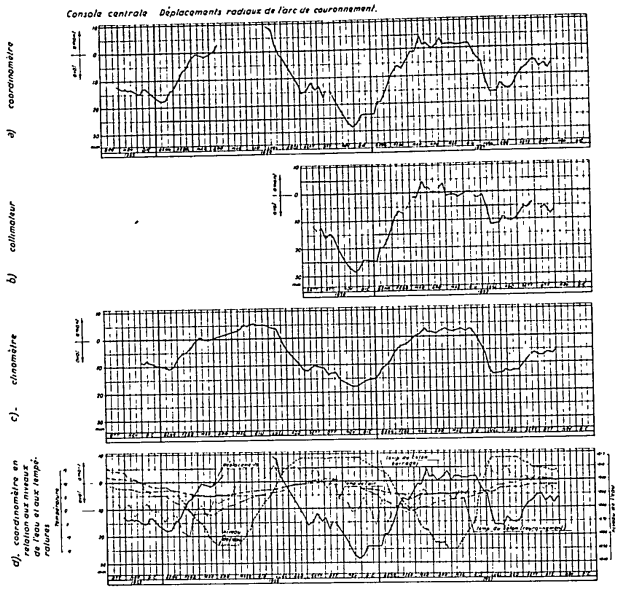


Fig. 6

Les essais sur modèle réduit, en ne tenant pas encore compte des variations de température, avaient consenti d'évaluer à environ 37 mm la flèche au couronnement pour une valeur de $\frac{E_b}{E_r} = 1{,}6$ $\frac{E_b}{E_r}$ étant $= 260\,000$ kg/cm².

Sur le prototype la valeur maximum de l'excursion entre les positions extrêmes à l'amont et à l'aval présentées par le barrage a été, pendant la vidange, de 32 mm entre fin novembre 1956 et fin avril 1957.

Il s'ensuit que le déplacement effectif se trouve compris entre les limites indiquées par le calcul et par le modèle réduit.

Une comparaison directe entre les déplacements ci-dessus ne peut, d'autre part, être effectuée si l'on considère que dans le prototype agissent, comme déjà dit, les variations thermiques, non considérées dans le modèle réduit et dont il n'a pas été tenu compte dans le calcul pour l'évaluation de la flèche. D'autre part, on ne peut pas compter, étant donné la période limitée d'observation, sur l'application de procédés analytiques ayant pour but d'évaluer séparément sur le prototype les effets de la poussée hydrique et ceux des variations thermiques.

De l'examen des observations, il est toutefois possible de déduire que dans les déplacements réels du prototype, les variations thermiques agissent dans le sens d'en limiter l'excursion.

Il apparaît, en effet, de l'examen du diagramme (*fig.* 6 *d*) que durant les périodes de remplissage (mai-août 1956, mai-juillet 1957) pendant que la température moyenne du béton en phase d'augmentation tend à déplacer vers l'amont le couronnement du barrage, la pression hydrique, elle aussi en phase d'augmentation, agit en sens contraire en provoquant le déplacement effectif vers l'aval enregistré par les observations; dans la phase de vidange identiquement (décembre 1956-avril 1957), pendant que la température moyenne du béton, en diminution, tend à déplacer le couronnement vers l'aval, l'annulation de la poussée de l'eau provoque un déplacement en sens contraire.

On pourrait en conclure que si les variations thermiques n'existaient pas, le comportement de la structure aurait été assez semblable à celui présenté par le modèle réduit.

On considère maintenant la distribution des déplacements radiaux le long de la console centrale aux cotes 1919, 1884, 1864, 1842.

Ces déplacements relevés au moyen du coordinomètre, sont reportés au diagramme de la figure 7 et mis en relation avec la courbe des niveaux de l'eau et avec celles des températures moyennes de l'air, du béton du barrage et de la seule zone de crête.

L'exactitude des mesures coordinométriques a été confirmée par des résultats satisfaisants d'une comparaison avec les mesures clinométriques effectuées pour le point à la cote 1884.

L'examen des courbes confirme la relation entre les déplacements et les variations du niveau de l'eau. On peut, en outre, souligner le degré satisfaisant de l'ampleur des déplacements le long de la verticale, excepté pour les périodes 1er septembre-15 octobre 1956 et 15 juillet-20 août 1957, durant lesquelles le déplacement du point de crête a été inférieur à celui des points à cote inférieure. Étant donné que le phénomène s'est répété dans des circonstances analogues, c'est-à-dire à la fin du remplissage, la cause peut être recherchée dans la distribution différente de température entre l'arc de crête et le reste du corps du barrage (*fig.* 7 *d*).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

On peut constater, à la figure 8 dans laquelle a été reportée, pour certains jours considérés, la distribution des déplacements et des températures aux différentes cotes de la console centrale, que les variations

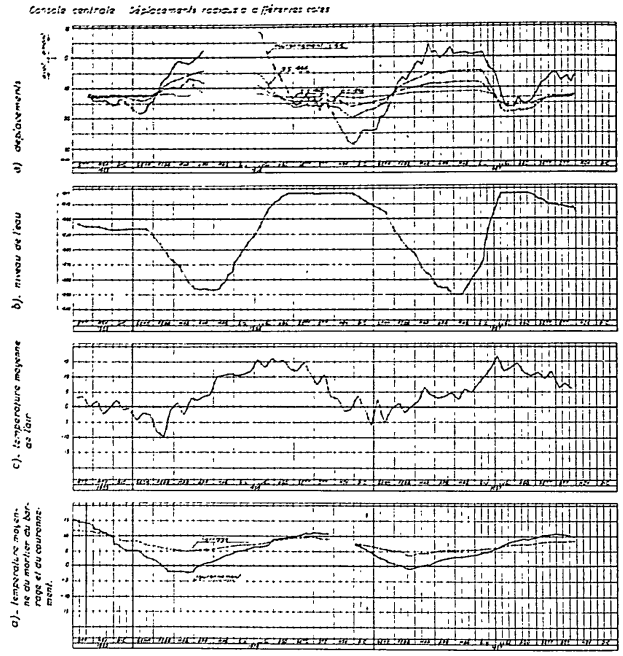


Fig. 7

de ces dernières, en effet, justifient les anomalies apparentes du comportement de la console en rapport à la poussée hydrique.

A la même figure 8 a été enfin indiquée la courbe des flèches de la console centrale, ces dernières étant considérées comme excursion maximum entre les positions extrêmes à l'amont et à l'aval.

Cette même courbe a été comparée avec celle relevée sur le modèle et avec celle déduite des éléments du calcul pour $\frac{E_b}{E_i} = 1{,}6$.

Console centrale . déformations

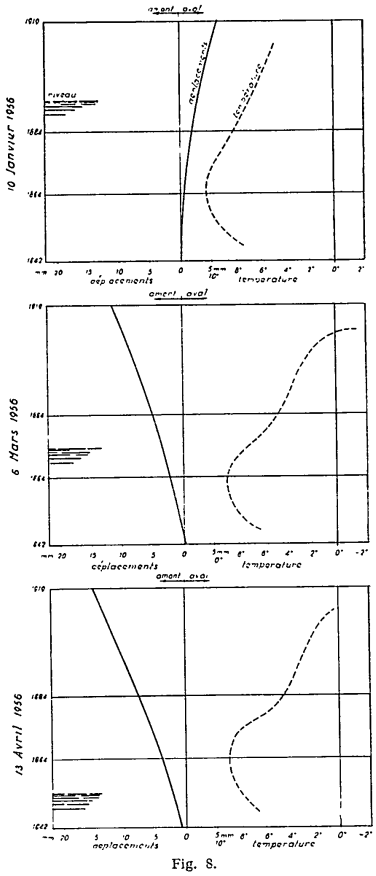


Fig. 8.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

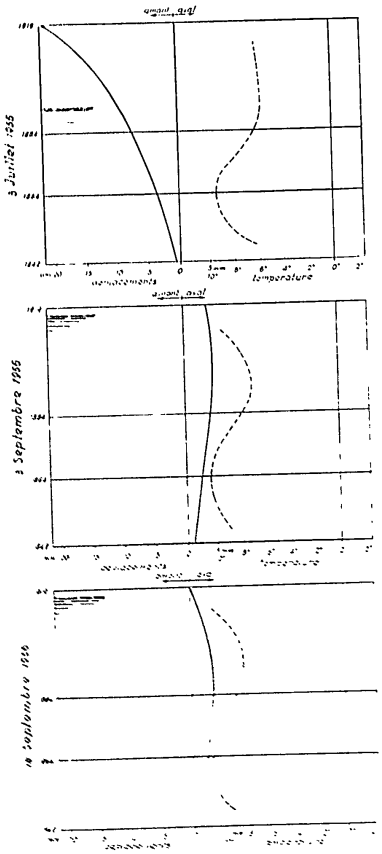


Fig. 8 (suite).

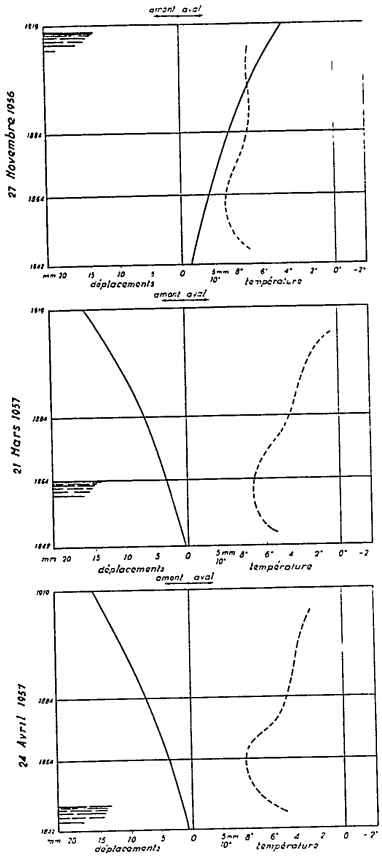
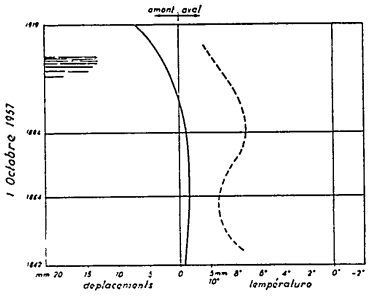


Fig. 8 (suite).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

On peut constater qu'à part la considération déjà connue de l'incidence des variations thermiques dans la courbe du prototype, la déformation de la console suit un cours régulier, moyenne entre la courbe du calcul et celle du modèle réduit.



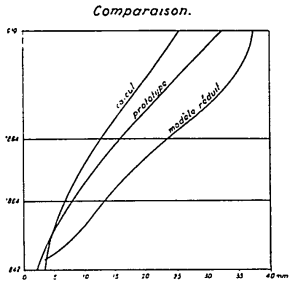


Fig. 8 (*suite et fin*).

De façon analogue ont été reportées, à la figure 9, les courbes des déplacements radiaux, pour les trois consoles latérales munies de pendules.

On peut observer l'analogie qualitative des courbes des déplacements relatifs aux points à cote égale, et la corrélation quantitative entre l'ampleur des déplacements et la hauteur des consoles.

Le cours de la courbe elle-même, répète fidèlement, même dans le détail, celui de la console centrale.

Une comparaison ultérieure et intéressante entre le prototype et le modèle peut enfin être effectuée en mettant en relation les déplacements radiaux de l'arc de crête et de l'arc à la cote 188 j.

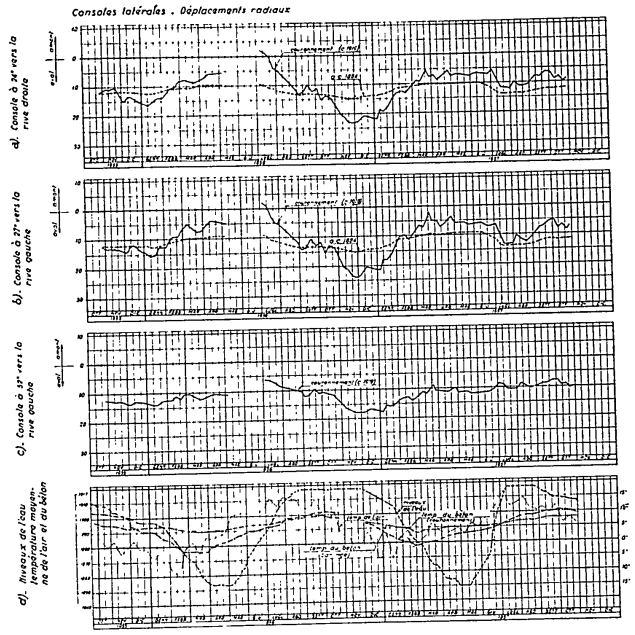


Fig. 9

A la figure 10 ont été reportés les diagrammes relatifs pour le prototype et pour le modèle, desquels apparaît la bonne correspondance entre les deux couples de courbes, même si pour le prototype les observations ont été limitées à un nombre de points inférieur.

Pour ce qui concerne l'ampleur des déplacements on observe que,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

pour l'arc de crête, les écartements sont assez limités et de toutes façons parfaitement justifiables par l'observation déjà mentionnée sur l'effet contrastant des variations thermiques; pour l'arc à la cote 1884

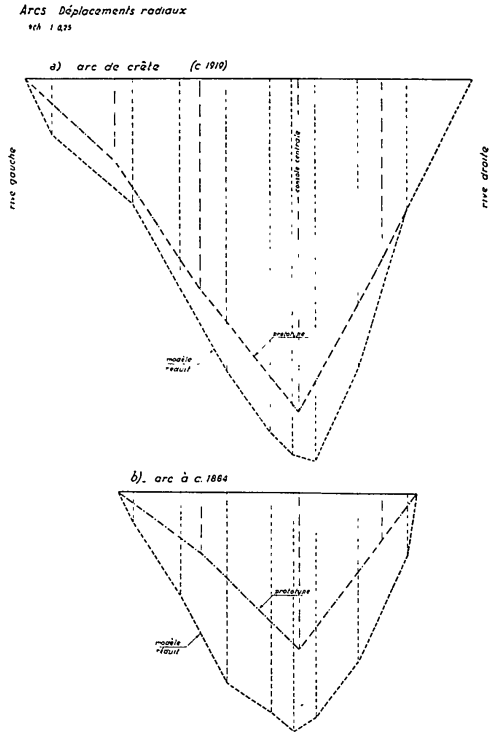


Fig. 10.

les écartements sont, par contre, assez peu sensibles et font supposer que dans sa partie inférieure la structure soit, en réalité, plus rigide de ce qu'il aurait été donné de supposer d'après des essais sur modèle.

MESURES EXTENSOMÉTRIQUES.

Comme nous l'avons déjà dit, dans le corps du barrage ont été installés 32 extensomètres électroacoustiques pour l'évaluation des déformations du béton. En particulier ont été considérés ceux qui étaient placés dans la zone du couronnement afin d'examiner le comportement des arcs supérieurs et de ceux placés au pied de la structure afin de contrôler l'effet console. Les premiers se composent d'un groupe de six appareils placés sur la tangente des arcs, sur le plan à la cote 1912, et distribués près des parements amont et aval, deux en clef, deux dans une section à 34° vers la rive droite, deux dans une section aussi à 34° vers la rive gauche.

Les mesures relatives ont été reportées en diagramme (*fig.* 11) et mises en relation avec les cycles des accumulations et avec les variations thermiques du béton dans la zone de crête.

L'analogie presque parfaite des différentes courbes confirme d'abord l'exactitude des mesures et du fonctionnement des instruments; à part la phase de début, soumise, comme on sait, à des déformations de tassement, on peut observer, en général, la correspondance constante des déformations avec les niveaux de l'eau. Pour la recherche d'une évaluation quantitative des déformations et des contraintes correspondantes, on a attribué la valeur zéro à la déformation correspondant à la fermeture des joints (avril 1956), au début du premier remplissage.

Sur la base des mesures extensométriques a été effectué le calcul des contraintes horizontales sur l'arc en négligeant l'effet Poisson, d'ailleurs assez limité étant donné la valeur minime du poids propre à la côte de l'arc considéré.

Dans le tableau qui suit ces contraintes, évaluées séparément pour chacun des deux remplissages, sont comparées avec celles indiquées par le calcul (l'effet Poisson non compris) et avec celles relevées sur le modèle qui, par contre, comprennent cet effet.

		Clef		Section vers droite (34°).		Section vers gauche (34°).	
		Amont.	Aval.	Amont.	Aval	Amont.	Aval.
Prototype	1er remplissage ..	41 6	–	27,8	33	33	33
	2e " . .	27,8	–	20,8	27,8	–	–
Modèle réduit ..	. ..	19	20,3	19	34	22,8	25,5
Calcul	. ...	20,4	17,3	18,6	18,3	18,6	18,3

Les contraintes plus élevées relatives au premier remplissage sont probablement dues au tassement de la structure. La distribution des contraintes dans les sections considérées soit à l'amont, soit à l'aval, est en tout cas parfaitement satisfaisante.

En conclusion, on peut constater une bonne concordance numérique

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

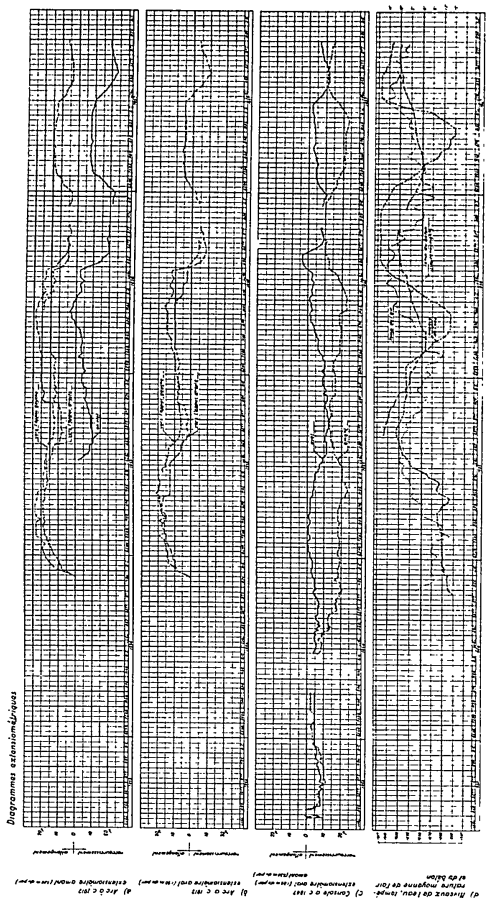


Fig. 11.

des valeurs des contraintes du prototype (deuxième remplissage) avec celles correspondantes du modèle.

Pour l'évaluation de l'effet console ont été considérés les deux extensomètres disposés verticalement au pied de la console principale (cote 1847) près des parements.

Les déformations accusées par ces extensomètres sont reportées à la figure 11; toujours en ne tenant pas compte de la phase de tassement qui précède la fermeture des joints (avril 1956), les courbes soulignent encore leur rapport avec la charge hydrique par un cours en général satisfaisant, sauf quelques irrégularités locales bien visibles sur les diagrammes.

Dans le passage de réservoir vide à réservoir plein, les extensomètres indiquent, dans chaque cycle considéré, un allongement d'environ 11 μ pour l'extensomètre amont et un raccourcissement de 8 μ pour celui aval.

En négligeant l'effet Poisson, étant donné aussi la faible valeur des contraintes dans les arcs au pied du barrage et sur la base d'un module d'élasticité du béton de 260 000 kg/cm² on a calculé les variations correspondantes des contraintes normales.

Au tableau suivant les valeurs ainsi obtenues pour le prototype on été comparées à celles déduites par le calcul et relevées sur le modèle.

Variations dans les contraintes normales dues au passage de réservoir vide à réservoir plein.

	Amont	Aval
Prototype.	—19	—14
Modèle réduit. . . .	—10,5	+16,5
Calcul.	—21,2	—21,2

Tout en considérant que les valeurs relatives au prototype comprennent l'effet dû aux variations thermiques, on peut observer une certaine concordance dans l'ordre de grandeur des valeurs numériques.

Vers l'amont, les sollicitations sur le prototype sont assez proches de celles du calcul statique; vers l'aval, par contre, elles s'approchent de plus de celles indiquées sur le modèle.

MESURES AVEC LE CALIBRE.

Dans les deux galeries aux cotes 1883 et 1863 et en correspondance de la console centrale ont été installées deux paires de rosettes, respectivement sur les parois vers l'amont et vers l'aval, propres chacune à mesurer les déformations unitaires dans le sens des quatre directions (verticale, horizontale, ± 45°).

Ici nous avons considéré seulement la rosette amont à la cote 1883, c'est-à-dire à environ mi-hauteur du barrage.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

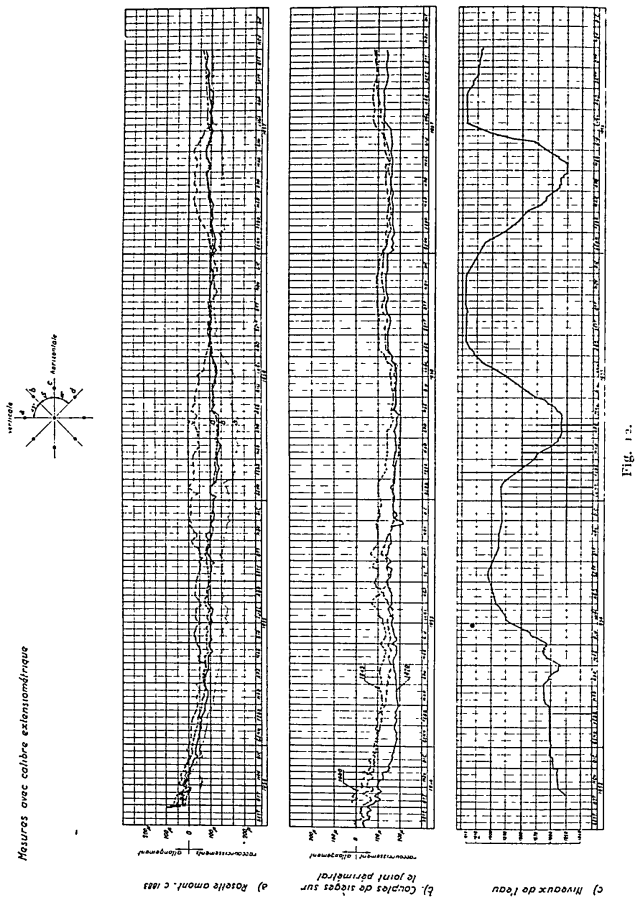


Fig. 12.

Les observations relatives, reportées au diagramme de la figure 12 *a* présentent une ligne régulière et significative pour ce qui concerne la relation entre déformations et poussée hydrique en analogie avec les précédentes mesures extensométriques.

Les déformations verticales et celles horizontales présentent des excursions entre le réservoir plein et le réservoir vide de l'ordre de 100 μ environ (sur base de 70 cm), les premières en allongement, les secondes en raccourcissement, en accord parfait avec le comportement statique prévu de la structure. Les déformations à 45° ont une ligne plus irrégulière, mais de toutes façons avec des oscillations d'ampleur minime. Sur la base de ces déformations, le calcul conduirait à l'indication de valeurs de l'ordre de 32 kg/cm², respectivement pour l'arc et pour les consoles représentant les variations des contraintes principales dues au passage de réservoir vide à plein.

Ces valeurs sont sensiblement supérieures aux contraintes indiquées soit par le calcul, soit par le modèle reduit.

On pense que les mesures sur le prototype peuvent être altérées par la position particulière de la rosette, soumise aux perturbations relatives à la couche superficielle.

Comme indiqué précédemment dans la description générale, la structure elle-même a été séparée du sommier de fondation par un joint périmétral muni vers l'amont d'opportuns dispositifs de tenue.

Dans les essais sur modèle, le joint périmétral avait été constructivement reproduit, mais aucun appareil de mesures n'avait été disposé pour en suivre le mouvement.

Dans le but d'observer sur le prototype les mouvements éventuels du joint, ont été installés, dans la galerie périmétrale au pied à l'amont du barrage, 17 couples de sièges pour mesures avec le déformomètre (calibre extensométrique). Parmi les mesures effectuées ont été choisies, à titre indicatif, celles relatives aux stations de mesures placées sur la console principale (cote 1873) et sur deux consoles latérales (cotes 1870 et 1880).

A la figure 12 *b* ont été reportés les diagrammes des déformations relevées et mises en relation avec les cycles d'accumulation dans le réservoir. On peut noter, dans les trois courbes, une première partie, comprise entre le début des observations et l'automne 1955 (à coulée terminée), qui indique une compression progressive provoquée par une augmentation du béton; à partir de cette date les courbes indiquent une oscillation périodique qui correspond aux périodes des remplissages, d'une ampleur d'environ 60 μ.

Bien que la déformation soit de valeur non négligeable, il semblerait logique d'attribuer la déformation même au seul état de compression du béton, variable suivant la poussée hydrique, compte tenu aussi qu'une déformation analogue a été constatée, comme nous l'avons dit, à la cote 1883.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Dans ce cas, il semblerait devoir être exclu un mouvement sensible du joint périmétral.

***

L'auteur tient à exprimer ses vifs remerciments à M. Dr. Ing. Mario Brunetti, Directeur général de l'Azienda Electrica Municipale (A. E. M.) de Turin, qui a encouragé et donné ses directives pour les études et les mesures sur les divers barrages construits par l'A. E. M., et qui, en particulier, a conseillé et fourni son aide pour la présentation de ce rapport.

Il remercie aussi tous les collaborateurs de la Section Constructions de l'A. E. M., en particulier M. l'Ing. Renato Daniele, qui ont contribué aux relèvements et à l'élaboration des mesures.

RÉSUMÉ.

L'Azienda Elettrica Municipale de la Ville de Turin a terminé, dans l'année 1955, la construction du barrage de Piantelessio à la cote 1900 dans le massif du Grand Paradis.

On examine les mesures des déplacements et des déformations effectuées à ce jour dans le barrage, du type poids-voûte, dissymétrique, et d'un développement longitudinal important par rapport à la hauteur.

Les mesures, considérées en relation aux variations de niveau et des températures du béton, ont démontré la priorité de l'action de la poussée hydrique sur celle provoquée par les variations thermiques.

On a aussi comparé les mesures effectuées sur le prototype avec les résultats du calcul statique et des essais sur modèle réduit. L'ampleur des déplacements et la valeur des contraintes provoquées par la poussée hydrique dans les arcs et au pied de la console centrale sont comprises dans les limites indiquées par le calcul et, en particulier, par les essais sur modèle réduit.

SUMMARY.

The Azienda Elettrica Municipale of Turin has completed in 1955 the construction of Piantelessio dam at 1900 m above the sea level in the Gran Paradiso alpine group.

The report discusses the measurements of displacements and of deformations already made on the dam, which is of the arched gravity type, non symmetrical and with remarkable longitudinal dimension in comparison with the height of the structure.

Such measurements, made in relation with storage level and concrete temperature, have shown that the water load has a greater influence than the temperature variations.

A comparison has also been made between full-scale tests, results of calculations and model tests. Both the magnitude of the deplacements and the values of the stresses due to the horizontal water load applied to the arch elements and to the foot of the central vertical element, appear within the limits indicated by calculations and, particularly, by model tests.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 86

QUESTION N° 20

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

C. SEMENZA
(ITALY)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

ARCH-DAMS : POSSIBILITIES OF HEIGHTENING WITH CONSIDERATION OF EXPERIMENTAL RESULTS (*).

Dr. Ing. Carlo SEMENZA,
M.A.S.C.E., M.I.C.E.,
Central Manager and Manager
of the Hydraulic Constructions Department of S. A. D. E. Company, Venice,
Member of the Managing Committee of Electroconsult, Milan.

1. The construction of arch-dams by successive stages is a topical problem in the field of dams technique. It corresponds to an important and frequent need.

The requirements to be met in this kind of problems are at the same time financial and technical. As a rule, constructions by successive stages always correspond to an important financial — and therefore practical — conveniency. Particularly in the field of power production, the possibility of anticipating by one year or more an output — even partial — and avoiding to face the whole dam cost at once, may be of great interest. It is well known that the realization of important constructive schemes is often only possible when it complies with an admissible financial programme.

(*) *Les barrages-voûtes : les possibilités de surhaussements. Considérations sur les résultats expérimentaux*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

On the other hand, the heightening of an arch-structure requires the solution of very delicate technical problems.

The purpose of this note is confined to determining the essential starting data and possible practical solutions of the technical problem, with due consideration also to the results of some experimental research. Mathematical analyses, which might not be entirely reliable in this particular field, are purposely omitted.

2. I shall not linger on the first problem regarding constructions by stages, i. e. limitation of the structure in height. The problem is easy and substantially similar to that of the seasonal re-pouring joints adopted in the countries where pourings are to be interrupted for some months on account of the cold season. It would be advisable to insert a joint in each voussoir with the same modalities as the subvertical ones and to adopt, in some cases, *continuous* vertical re-inforcing steel-bars through the joints. It may be desirable also to adopt a continuous subhorizontal line for these joints. The Vaiont dam (Italy) and the Kurobe IV dam (Japan) were designed with seasonal subhorizontal joint lines following the downstream isostatics.

3. The second problem, concerning partial thickness, is more complex.

To reduce to the lowest possible level the initial financial requirement, the lower part of the dam — corresponding to the preliminary construction stage — should be built with a thickness only slightly greater than it would be required by the water load proper to this stage.

In other words, besides postponing the construction of the upper part of the dam, the lower part could be built with a reduced thickness in respect of the dimensions of the completed structure.

4. While the construction of the first stage presents no particular problem, difficulties are met in the second stage with regard to the additional concrete pouring.

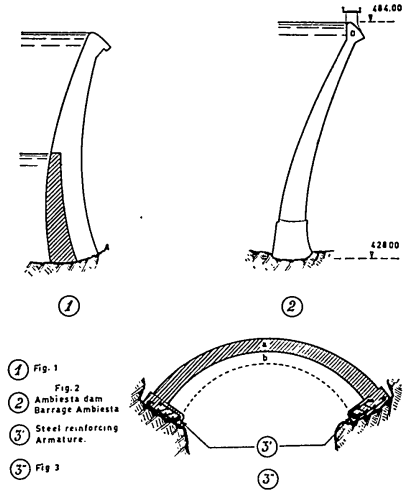
First of all, from the technical point of view it seems that it would be advisable to build the downstream ring in the first stage, instead of the upstream ring. But this proceeding would run up against the financial requirements which demand that the system adopted should allow a full and free utilization of the partial intake during the first stage up to the transitory elevation. For this reason the construction of the upstream ring before the downstream one has — if I am not mistaken — always been preferred.

To obtain the best adherence to the second-stage pouring, the contact surface should not overhang downstream so that the concrete of the second pouring may tend to rest on the old one (*fig.* 1).

This requirement imposes a particular condition in the design of the dam. In fact, the lower part will have to be designed not far from the vertical — and also, sometimes, with an upstream overhang, however limited. Should this requirement not be felt, in many cases — for example dams in seismic areas (*fig.* 2) — it would be advisable

to give the dam vertical cross-sections with a downstream overhang, in order to keep the resultant of the various acting forces within the safety field, also with empty reservoir.

5. Let us examine now the technical modalities concerning the increase in thickness. As a first solution, we may consider thickening the anular section in a uniform, or almost uniform, way, the only exception



1 Fig. 1

Fig. 2
2 Ambiesta dam
Barrage Ambiesta

3 Steel reinforcing
Armature.

3' Fig 3

to uniformity being the variations due to a gradual increase in thickness towards the abutments on the whole surface of the dam.

By this uniform thickening, the dam will be formed by a series of concentric circular segments (*fig.* 3, *a* and *b*) which create two concentric vaults with a continuous contact surface between the old concrete and the new one.

Since the dam is built by voussoirs, it seems advisable that the joints in the new-poured portion correspond to those in the first-stage portion so as to favour the tendency to function by whole voussoirs with a total thickness equal to the final thickness of the dam.

In this respect, in case of dams whose concrete is reinforced by steel bars, the latter could be left jutting out of the downstream face of the first-stage concrete, so as to connect it with the second-stage pouring.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Considering the comparatively limited value of the tangential strains, this device may prove effective to a certain extent.

6. Another solution to this problem would be to give the first-stage surface an adequate discontinuity, so as to create an opportune connection with the second-stage construction also in the concrete. In this connection we may mention the well known example of the Ross dam,

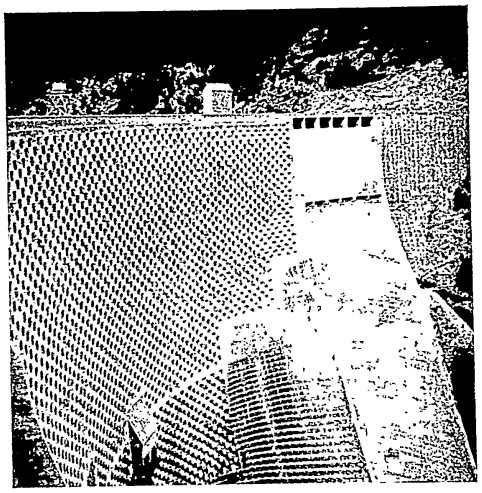


Fig. 4.
Ross dam.
Barrage Ross.

U. S. A., where the downstream face was given a proper discontinuity, with small surfaces at about 45° with respect to the general trend of the face (*fig.* 4).

The problem could be solved also by adopting a ribbed downstream face which would ensure a very effective compenetration. Theoretically, the ribs could follow approximately surfaces orthogonal to the isostatics on the downstream face. Yet, it would be more practical to build them following the construction joints.

In the case of dams with not too wide sections, this would result in

favouring the functioning of the dam by horizontal or subhorizontal arches (*fig.* 5 and 6).

By extrapolating this solution further, we could even think of inserting

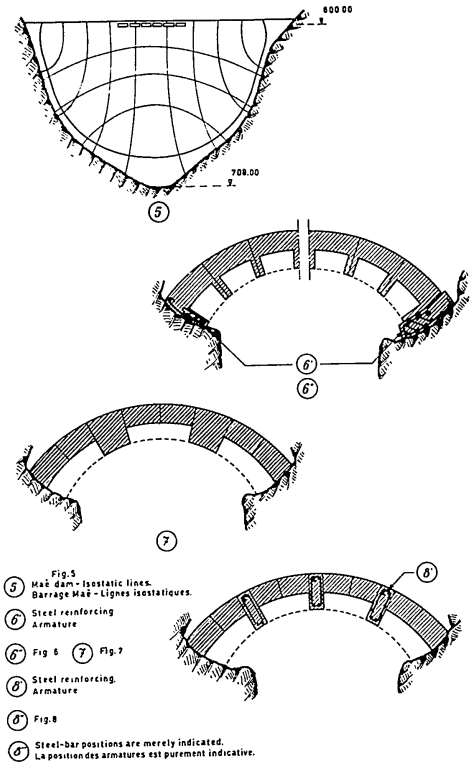


Fig.5

some voussoirs of full thickness — always in the part of dam built in the first stage — among the voussoirs of reduced thickness (*fig.* 7). Thus, the successive filling is divided into various completion blocks,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

each of them corresponding to one or two voussoirs originally built with a reduced thickness.

This type of construction would allow a more effective connection between the pourings of the first stage and those of the second stage, but the saving obtainable in the first stage would be considerably reduced.

To obviate this inconvenience the width of the initial voussoirs of full thickness could be reduced. For example, while the axial width of normal voussoirs generally ranges from 11 to 15 m, the width of the voussoirs of full thickness could be reduced to 5 ÷ 6 m. The width should, of course, be related to the total thickness in order to avoid, as far as possible, cracks in the same voussoirs due to thermal phenomena (*fig.* 8).

7. Actually, the above system presents an inconvenience : the voussoirs with full thickness would tend to crack along the longitudinal axis of the dam, where a difference in thermal conditions occurs between the part of voussoir which is enclosed by the two side voussoirs and the part which is free in the space.

The latter part cools more quickly than the former, hence the tendency to crack. This tendency can be obviated by artificial cooling proceedings and by proper re-inforcements with steel bars on the two faces along the joints (*see* again *fig.* 8).

8. The question may arise at this point whether it is really necessary to ensure connection between the old part and the new one; in other words, whether longitudinal fissures would really constitute a serious inconvenience in an arch or dome dam. Actually, according to elementary investigations on load division, and on the behaviour of the dam as a markedly curved solid, the static behaviour of an " onion " structure — properly proportioned — does not seem to be less satisfactory than the behaviour of a monolithic structure. The load may be divided between the two structures in a rather regular way; consequently stresses in them may not result much heavier than in a monolithic structure. Obviously, the internal contact zone (i. e. the longitudinal joint) should be connected to the downstream face through an opportune and close drainage system, in order to avoid the arising of internal hydraulic pressure.

Furthermore, the theoretical results have been confirmed by model tests which have shown the safety of the foregoing solutions when properly studied.

In a large dam on the Eastern Alps fissures had occurred along the axis in some of the voussoirs that had remained isolated through one whole winter season. These fissures were mostly due to the thermal characteristics of the cement employed. The fissures as such gave rise to no anxiety; yet, although there was no danger of such fissures occurring also in the voussoirs still to be built — as they would be enclosed between adjacent voussoirs and therefore would not be subjected

to a quick cooling —, the voussoirs were re-inforced by means of proper steel bars on the side surfaces. Thus in this very case the second proceeding I suggested above for two-stage constructions, was carried out with an inverted time schedule. The dam thus completed, with fissures injected at a very low pressure, has been in operation for the last two winter seasons without the least inconvenience.

Another essential remark may be added : as a further guarantee, a large model at scale 1 : 60 was built at the I.S.M.E.S. Laboratory, Bergamo, in order to control the behaviour of the dam in its actual situation. Yet more, the conditions adopted in the model were by far worse than in the dam itself, fissures being applied on alternate voussoirs not only in the cracked ones but on the whole extent of the dam.

The model, tested up to collapse, presented no new fissures until a load five times greater than the normal hydrostatic load was reached. At the time of collapse, the first fissures in the arch did not originate in the structure but started from a single point of discontinuity in the contour. Therefore, they were not due to the particular static situation of the structure, partially " onion " type.

Other important model tests were carried out in Italy on various dams with satisfactory results. Reports on these tests are being submitted by Prof. Oberti, Ing. Scalabrini and other colleagues of my country. Special consideration is due to the test for Frera Dam (*see* the papers of both the Authors cited).

We may thus conclude that, from the static point of view, a properly proportioned two-stage construction, as such, should not give rise to anxiety. The conditions of the structure remain excellent throughout, while the construction of each stage may proceed almost independently one from the other. The choice of the connection modalities may depend on practical — I would say sometimes personal — conceptions.

Injections at a low pressure in the internal contact zone may always enhance the functionality of the connection between the two structures.

9. Finally let us examine, with regard to the solution to this problem, the conception followed by some Italian designers and constructors when designing dome dams, namely the continuous perimetral joint with a " pulvino " against the rock. The existence of the pulvino — i. e. a structure trough which the stresses from dam to rock and the support reactions from rock to dam are transmitted, divided and distributed — may give us further reasons to regard the two-stage construction as a safe one, especially in cases where a rather irregular and discontinuous contour is made regular and continuous by means of the pulvino and consequent perimetral joint.

In my opinion, the whole pulvino should be preferably built at the beginning, i. e. in the first stage, so that the new structure to be added for the thickening may rest on it.

In this way a good distribution on the surface of the abutments is ensured and any discontinuity between the first-stage part of the pulvino

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

and the part built in the second stage is eliminated. Of course, the pulvino will have to stand the bending stresses due to the reaction of the ground. Should the foundation ground be rather yielding, these stresses could be sensible. Actually, the pulvino is a sort of longitudinal plinth which is loaded eccentrically in the first stage. In order to enable it to absorb the bending stress, the pulvino could be reinforced by means of steel-bars and by a proper increase in thickness.

On the other hand, it is true that in some cases where the rock was very solid, also the construction of the pulvino was divided into stages for economic reasons, connection being limited to steel re-inforcement bars. Yet, in other, less favourable cases, the possibility of constructing the whole pulvino at once may be regarded as expedient.

From the foregoing it is apparent that the perimetral joint device, about which — at least with regard to one-stage constructions — the opinions of technicians are at variance, is apt, in the case of a two-stage construction, to supply a technical and economic solution of some interest.

10. The above notes which, as I said at point 1, are confined to practical considerations, demonstrate that also in these particular problems arch structures — and, to a greater extent, dome structures — afford the widest and safest possibilities of solutions from the point of view of construction economy.

SUMMARY.

After emphasizing that the technical problem of the construction of arch dams in two stages answers to an important requirement especially of a financial nature, which by now arises with a certain frequency, the author expresses his intention to confine himself to setting out the initial data of the problem only, and a few possible solutions.

He emphasizes that in order substantially to reduce the cost of the first stage of construction, one must build with a reduced thickness. He then deals in detail with the problems that arise in the second stage, on account of the new pourings that must be added to the former, and discusses whether it is advisable or not to obtain the maximum adhesion and the means to achieve it.

He goes on to set out the technical process of increasing the thickness. This process may either be simply reduced to a uniform (or almost uniform) thickening of the first stage pouring, or — having given a discontinuous shape to the downstream face of the structure in the first stage —, to filling in the empty spaces in the second stage. The latter process can be accomplished by building some voussoirs with a reduced thickness and others with a total thickness during the first stage. After discussing the advantages and inconveniences of this method and some problems of detail, the author mentions some notable experimental results obtained especially at the I.S.M.E.S. Laboratory, Bergamo, Italy, concluding from these that construction in two stages does not cause special preoccupations from the static point of view.

Lastly he examines, from the point of view of the solution to the problem of heightening, the idea adopted by some Italian designers and constructional engineers for arch dams, of a continuous perimetral joint associated with a " pulvino " against the rock. He concludes that this might provide a most interesting technical and economic solution especially in the present case.

RÉSUMÉ.

Après avoir souligné que le problème technique de la construction des barrages-voûte en deux phases correspond à une exigence importante, essentiellement financière, qui se manifeste maintenant assez fréquemment, l'auteur expose son intention de se limiter à examiner les bases du problème et quelques-unes de ses solutions possibles. Il montre que pour réduire substantiellement les frais de la première phase de construction, il faut construire suivant une épaisseur réduite. Enfin, il traite en particulier des problèmes qui se posent dans la deuxième phase, pour la mise en place des épaisseurs qui doivent être ajoutées à la précédente, examinant l'opportunité éventuelle d'obtenir la meilleure adherence et les moyens à adopter à cet effet.

Il expose ensuite les modalités techniques de l'augmentation d'épaisseur. Ces modalités peuvent être limitées à un renforcement uniforme (ou presque uniforme) de la structure mise en place dans la première phase; ou bien après avoir donné au parement aval de la structure de première phase une forme discontinue — au remplissage des vides dans la deuxième phase. Cette dernière modalité peut être réalisée en construisant en première phase des voussoirs d'épaisseur réduite et d'autres d'épaisseur totale. Après avoir discuté les avantages et les inconvénients de ce système et quelques questions de détail, l'auteur fait allusion à certains résultats expérimentaux importants obtenus aux Laboratoires I.S.M.E.S. de Bergamo, Italie, en concluant que la construction en deux phases n'implique pas des préoccupations statiques particulières.

Enfin, l'auteur examine, du point de vue de la solution du problème de la surélévation, la conception que certains projeteurs et constructeurs italiens adoptent pour les barrages-voûte, c'est-à-dire celle du joint périmétral continu associé à un « pulvino » contre roche, il arrive à la conclusion que cette conception peut fournir, dans ce cas en particulier, une solution technique et économique intéressante.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 87

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

H. DUSERRE
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

ADDITION DE CENDRES VOLANTES AUX BÉTONS DU BARRAGE DE SAINT-HILAIRE-SAINT-NAZAIRE SUR L'ISÈRE (*).

HENRY DUSERRE,
Ingénieur Chef d'Arrondissement de la Basse-Isère,
Région d'Équipement hydraulique, Alpes I. d'Électricité de France.

I. — INTRODUCTION.

Depuis plusieurs années, des études très sérieuses ont été faites, tant dans les Laboratoires des bétons d'Électricité de France, que dans d'autres Laboratoires spécialisés (Houillères, Ponts et Chaussées, etc.) sur la possibilité d'utiliser les cendres volantes issues des dépoussiéreurs des centrales thermiques brûlant des charbons pulvérisés, en mélange avec le ciment Portland artificiel, pour la confection d'ouvrages en béton.

Afin de confirmer à l'échelle d'un chantier de moyenne importance, les excellents résultats obtenus en Laboratoires, il a été décidé que les cendres volantes seraient utilisées pour la confection des bétons non armés devant constituer les ouvrages du barrage de Saint-Hilaire-Saint-Nazaire sur l'Isère, à l'image de ce qui se fait depuis plusieurs années aux U. S. A.

L'ensemble de ces ouvrages nécessite la mise en œuvre d'en-

(*) *Admixture of fly-ash in concrete for Saint-Hilaire-Saint-Nazaire dam on the Isère river (France).*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

viron 130 000 m³ de beton, dont 110 000 m³ de béton armé et 20 000 m³ de gros béton: ce sont ces derniers qui sont confectionnés avec substitution partielle de cendres volantes au ciment. A la date du 30 septembre 1957, 13 000 m³ de béton de cendres ont été mis en place.

Le présent rapport a pour objet de donner un aperçu sur les conditions de mise en œuvre des cendres volantes, les résultats des essais effectués sur les bétons ainsi confectionnés et les conclusions qu'on peut d'ores et déjà tirer de cette expérience.

Il est spécifié que ce rapport fait uniquement état des différents aspects physiques et pratiques de la question, à l'exclusion de toutes considérations d'ordre chimique qui font déjà l'objet d'une tres vaste littérature scientifique.

II. — ORIGINE DES CENDRES.

L'approvisionnement du chantier en cendres volantes a fait l'objet, en son temps, d'une prospection des Centrales thermiques les plus proches, en vue de réduire au minimum les frais de transport.

Le choix s'est porté sur la Centrale du Fesc (Gard), dont les caracteristiques sont les suivantes :

Consommation journaliere de combustible	1 600 t
Production journaliere de cendres	400 t
» annuelle de cendres	15 à 30 000 t
Proportion d'imbrûles	8 à 9 %
Densite moyenne des cendres seches	0,72

Bien que l'evacuation des cendres et des mâchefers se fasse au moyen d'un même tapis transporteur, il est néanmoins possible, pendant un temps déterminé (30 mn), de ne prélever que des cendres, légèrement humidifiées à 10 %

Caractéristiques physiques et chimiques des cendres de la Centrale du Fesc

a. Composition chimique

SiO_2	48,35 %
Al_2O_3	24,90
Fe_2O_3	7,90
CaO	3,70
	(CaO libre 0,10 %)
MgO	1,30 %
SO	0,60
	Insoluble
	(HCl etendu 77,15 %
CO_2	0,50 %
S	Traces
Perte au feu	9 %
Alcalis ($K_2O - Na_2O$)	3,50

b. Caractéristiques physiques (valeurs moyennes de huit essais).

Humidité	9 à 16 %
Perte au feu	9 à 16
Finesse : refus à 121 mailles cm²	0 à 4
» » 900 »	1,3 à 7
» » 4 900 »	8,8 à 18,1
Surface spécifique : 2 025 cm²/g (Blaine)	
Flouromètrie : 45 µ	66,6 %
30 µ	55,0
15 µ	27,0
Poids spécifique	2,01

III. — ESSAIS PRÉALABLES EFFECTUÉS AU LABORATOIRE DES BÉTONS.

a. Sur mortier.

Avant de mettre en place du béton de cendres, dans les ouvrages, le laboratoire du chantier a effectué toute une série d'essais sur mortier normal (norme AFNOR) avec des pourcentages variant de 0 à 35 % de cendres en remplacement du ciment (C. P. A. 250/315).

Résultats de ces essais (*fig.* 1) obtenus par la rupture de quatre

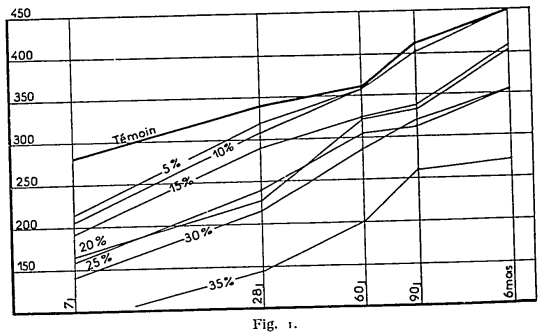


Fig. 1.

Essais sur mortier normal C. P. A. n° 1 + % variables de cendres.
En abscisses : durée du durcissement.
En ordonnées : résistances à la compression (kg/cm²).

Tests on standard C. P. A. No. 1 mortar + variable percentages of ash.
The abscissae give the setting time.
The ordinates give the compressive strength (kg/cm²).

R. 87.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

éprouvettes à chaque échéance, pour chacun des pour-cent de cendres et du mortier témoin.

b. Sur béton.

En même temps, le laboratoire a confectionné des bétons à l'anneau de 30 mm, granulométrie Füller C/E = 1,8, dosage 300 kg, C.P.A. 250/315 avec des pourcentages variant de 0 à 30 % de cendres en remplacement du ciment.

Résultats de ces essais (*fig.* 2 et 3) obtenus par la rupture de six éprou-

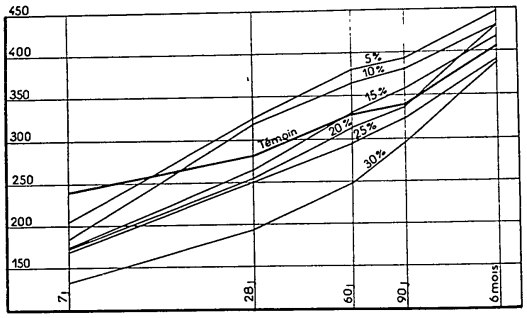


Fig. 2.

Essais sur bétons à 300 kg de liant.
(C. P. A. n° 1 + 1 % variables de cendres.)
En abscisses : durée du durcissement.
En ordonnées : résistance à la compression (kg/cm²).

Tests on concrete with 300 kg *of binder.*
(C. P. A. No. 1 + *variable percentages of ash.)*
The abscissae give the setting time.
The ordinates give the compressive strength (kg/cm²).

vettes à chaque échéance, pour chacun des pour-cent de cendres et du béton témoin.

La figure 2 donne les résultats des essais avec un ciment C.P.A. 250/315, d'une cimenterie utilisant des fours verticaux (broyage cru et mélange du combustible à la pâte avant cuisson) appelé au cours de cet exposé ciment n° 1.

La figure 3 donne les résultats des essais avec un ciment C.P.A. 250/315, d'une cimenterie utilisant des fours rotatifs horizontaux. Ce ciment est à haute teneur en silice appelé ciment n° 2.

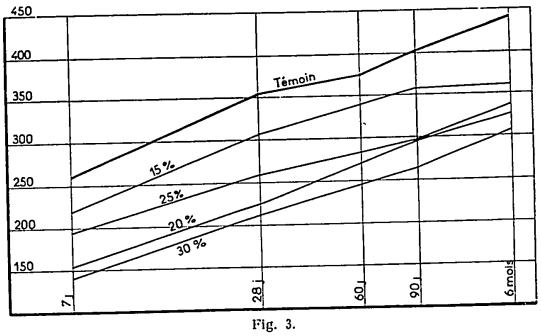


Fig. 3.

Essais sur bétons à 300 kg de liant.
(C. P. A. n° 2 + 1 % variables de cendres.)
En abscisses : durée du durcissement
En ordonnées : résistances à la compression (kg/cm²).

Tests on concrete with 300 kg *of binder.*
(C. P. A. No. 2 + *variable percentages of ash.)*
The abscissae give the setting time
The ordinates give the compressive strength (kg/cm²).

c. Influence du broyage des cendres sue la résistance.

Un examen sommaire des cendres au microscope permet de se rendre compte qu'elles se présentent à raison de 80 %, sous forme de billes de verre plus ou moins transparentes et régulières et de 20 % de particules sombres très déchiquetées.

S'inspirant des travaux de Laboratoires des Houillères du Nord et du Pas-de-Calais, sur le broyage des cendres, en vue d'améliorer leur propriété pouzzolanique, on a fait à Saint-Hilaire, une série d'essais sur des bétons confectionnés avec des cendres brutes (2 600 cm²/g) et des cendres broyées (5 200 et 7 500 cm²/g) en faisant varier les pour-cent de cendres de remplacement du C. P. A. de 15 à 30 %.

Résultats de ces essais :

Figure 4 pour 15 % de cendres;
» 5 » 20 »
» 6 » 25 »
» 7 » 30 »

obtenus par la rupture de trois éprouvettes à chaque échéance sur béton à l'anneau de 30 mm, granulométrie Füller C/E = 1,8, dosage témoin 300 kg, C. P. A. 250/315 n° 2.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

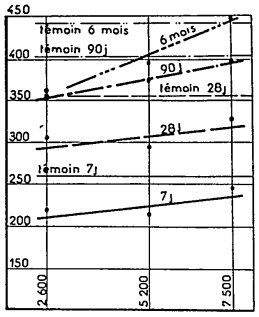


Fig. 4.
15 % de cendres.
En abscisses : finesse de broyage (cm²/g)
En ordonnées : résistances à la compression (kg/cm²).
15 % *ash.*
The abscissae give the crushing fineness (cm²/g)
The ordinates give the compressive strength (kg/cm²).

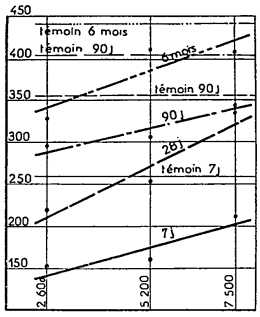


Fig. 5
20 % de cendres.
En abscisses . finesse de broyage (cm²/g).
En ordonnées . résistances à la compression (kg/cm²).
20 % *ash.*
The abscissae give the crushing fineness (cm²/g)
The ordinates give the compressive strength (kg/cm²).

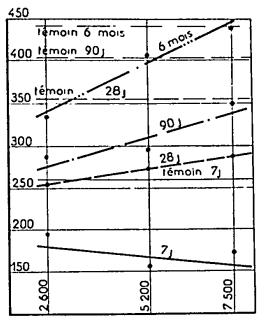


Fig. 6.
25 % de cendres.
En abscisses · finesse de broyage (cm²/g)
En ordonnées : résistances à la compression (kg/cm²).
25 % *ash.*
The abscissae give the crushing fineness (cm²/g).
The ordinates give the compressive strength (kg/cm²).

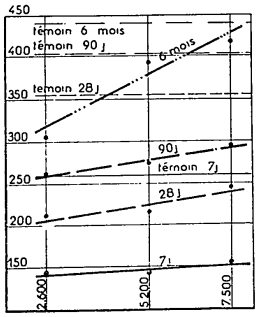


Fig 7.
30 % de cendres.
En abscisses : finesse de broyage (cm²/g)
En ordonnées : résistances à la compression (kg/cm²).
30 % *ash.*
The abscissae give the crushing fineness (cm²/g).
The ordinates give the compressive strength (kg/cm²).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

IV. — TRANSPORT, STOCKAGE ET MISE EN ŒUVRE DES CENDRES.

Les installations existantes, dans les centrales thermiques, n'ont pas toujours été conçues pour permettre le chargement et le transport par route ou par chemin de fer, des cendres volantes.

Maintenant, que l'emploi des cendres volantes est envisagé sur une grande échelle, les nouvelles centrales sont équipées à cet effet.

En ce qui concerne les cendres de la Centrale du Fesc, utilisées au barrage de Saint-Hilaire, les moyens dont on dispose pour ces opérations de collecte et de chargement sont des plus rudimentaires, mais étant donné les quantités relativement faibles utilisées, par rapport à la production, aucun problème ne s'est posé, en pratique.

Le transport en vrac s'effectue sur une distance de 170 km entre la Centrale du Fesc et le chantier de Saint-Hilaire, au moyen d'un camion semi-remorque de 25 t (type betteravier) à benne basculante tôlée.

A l'arrivée, les cendres sont stockées par déversement direct du camion dans un silo en bois aménagé d'une façon sommaire, entre le silo à ciment de 600 t et la tour à béton à deux bétonnières de 1500 l.

La reprise des cendres se fait à la pelle à main pour remplir des récipients doseurs, en principe de 50 kg de cendres, quantité nécessaire pour une gâchée de 1100 l de béton à 15 % de cendres en substitution du C. P. A. (dosage initial 300 kg, C. P. A. par mètre cube mis en place).

Ces récipients sont élevés par deux à la fois à la hauteur de la trémie d'alimentation des bétonnières, par un palan électrique sur monorail.

Les cendres sont déversées dans la trémie en même temps que le ciment.

Afin d'obtenir un mélange homogène dans la gâchée, le temps de malaxage dans la bétonnière est légèrement augmenté. En principe, le temps normal qui est de 2 mn est porté à 2 mn 1/2. Le rendement n'en est pas gêné, étant donné que les temps de transport par le silobus, par les blondins et de mise en place sont bien supérieurs.

Il est évident que si, à l'avenir, sur un autre chantier les cendres devaient être utilisées d'une façon systématique, il y aurait intérêt à prévoir des installations de stockage et de manutention mécanique. Ces installations peuvent être identiques à celles utilisées couramment pour le ciment.

V. — BÉTON CHANTIER.

Au vu des résultats obtenus sur les bétons de laboratoire (*voir* ci-dessus chap. III, *a-b*) en ce qui concerne les résistances à la compression, il a été décidé que le dosage de 15 % de cendres en substitution au C. P. A. ne serait pas dépassé, pour les ouvrages en béton massif (mur de berge, musoir, seuil du canal d'amenée). Toutefois, pour des bétons de lestage,

en particulier au-dessus des aspirateurs aval, le dosage de 33 % est admis.

a. Maniabilité.

On a constaté que l'emploi de cendres volantes en substitution partielle du C. P. A. permet d'obtenir des bétons de plasticité égale pour un C/E de valeur supérieure. En d'autres termes, la quantité d'eau nécessaire pour produire un béton d'une plasticité donnée, est légèrement inférieure pour le mélange cendres/C. P. A., que pour le C. P. A. seul.

Les cendres augmentent la maniabilité du béton en rendant celui-ci plus plastique, en diminue la ségrégation et en améliore le dépotage dans les bennes.

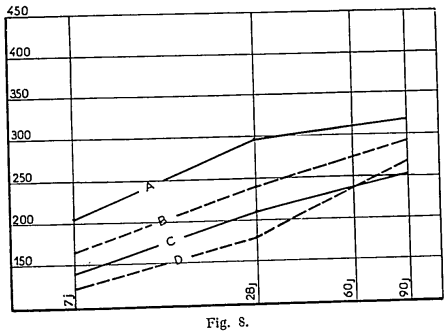


Fig. 8.

Bétons du chantier de Saint-Hilaire.
En abscisses : durée du durcissement.
En ordonnées : résistances à la compression (kg/cm²).

(A) 300 kg de C P. A. n° 2 (15 essais).
(B) 15 % de cendres en remplacement (12 essais).
(C) 300 kg de C P. A. n° 1 (3 essais).
(D) 15 % de cendres en remplacement (9 essais).

Concrete of Saint Hilaire on the job
The abscissae give the setting time
The ordinates give the compressive strength (kg/cm²)

(A) 300 kg *C. P. A. No.* 2 (15 *tests*).
(B) *With substitution of* 15 % *ash* (12 *tests*).
(C) 300 kg *C P. A. No.* 1 (3 *tests*)
(D) *With substitution of* 15 % *ash* (9 *tests*).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

b. Résistance a la compression.

La figure 8 donne les moyennes des résultats des essais effectués sur les prélèvements des bétons mêmes, qui ont été utilisés pour la confection des ouvrages.

Comme on peut en juger, l'addition de cendres aux bétons confectionnés avec le ciment n° 1 (courbe D) améliore très nettement leurs résistances, puisque les cendres apportent un gain de 8 % à 90 jours sur celles des bétons ordinaires.

Par contre, au même âge, avec le ciment n° 2 la résistance du béton de cendres (courbe B), bien qu'ayant tendance à rattraper celle du béton ordinaire, n'est qu'à 88 % de celle-ci.

Cette différence de comportement des cendres en mélange avec des ciments différents, provient de ce que le ciment n° 1 est d'une qualité légèrement inférieure, comme le montrent les résistances obtenues (courbe C) sur les bétons ordinaires.

c. Chaleur d'hydratation et changement de volume (retrait).

La combinaison de cendres volantes et de ciment dégage moins de chaleur d'hydratation que l'emploi du ciment seul et, du fait que le béton confectionné avec ce mélange demande moins d'eau de gâchage, ces deux conditions font que le retrait à la prise est très faible.

VI. — CONCLUSIONS.

L'expérience faite au chantier de Saint-Hilaire montre que l'incorporation directe des cendres à la bétonnière est une technique intéressante et que le liant obtenu présente, au bout de 90 jours, les mêmes caractéristiques mécaniques que le ciment pur, jusqu'à un pourcentage de substitution de l'ordre de 15 à 20 %.

Il est possible que cette technique trouve d'autres applications plus importantes.

Mais actuellement, on s'oriente plutôt en France vers l'incorporation des cendres en cimenterie; elles sont alors ajoutées au clinker dans le broyeur. Les essais effectués à Saint-Hilaire avec des cendres broyées montrent nettement l'accélération de l'action pouzzolanique par rapport aux cendres brutes.

Il n'en reste pas moins probable que, dans un certain nombre de cas, il restera plus économique, pour des bétons en grosse masse qui n'exigent pas un durcissement rapide, d'utiliser les cendres brutes sur le chantier lui-même en les versant simplement dans la bétonnière. C'est une question de cas d'espèce.

Dans ce cas, il convient de respecter les consignes suivantes :

1° *Origine des cendres :*

— Rechercher une centrale thermique le plus près possible du chantier.

— Vérifier par des essais et des analyses préalables, que les cendres choisies ont les qualités requises.

2° *Essais préalables à effectuer au Laboratoire des bétons.*

— Faire des essais méthodiques sur mortiers et bétons avec le ciment prévu, en faisant varier le pour-cent de cendres incorporées.

3° *Transport, stockage et mise en œuvre des cendres.*

— Organiser comme s'il s'agissait du ciment lui-même, l'extraction, le chargement, le transport en vrac, le stockage en silo ainsi que la manutention, jusqu'aux bétonnières.

— Surveiller l'humidité naturelle des agrégats, afin de conserver le bénéfice de la réduction d'eau de gâchage que permet l'utilisation des cendres.

— Augmenter légèrement, de l'ordre de 30 s, le temps de malaxage de la gâchée.

RÉSUMÉ.

Électricité de France a décidé que les cendres volantes seraient utilisées pour la confection des bétons non armés des ouvrages du barrage de Saint-Hilaire-Saint-Nazaire sur l'Isère.

A fin septembre 1957, 13 000 m³ de béton avec addition de cendres ont été exécutés et mis en place.

Les cendres utilisées proviennent de la Centrale Thermique du Fesc et sont transportées en vrac.

Elles sont utilisées à la dose de 15 % en substitution de la même quantité de ciment.

La résistance à la compression à 90 jours est la même qu'avec du ciment pur.

La maniabilité est améliorée, l'échauffement à la prise est diminué.

Bien qu'on s'oriente plutôt en France vers l'utilisation des cendres à la cimenterie, leur emploi par déversement direct dans la bétonnière, qui donne de bons résultats à Saint-Hilaire, reste une technique qui peut être économique dans un certain nombre de cas.

SUMMARY.

Électricité de France decided to use fly-ash for mixing the non reinforced concrete for the structures of Saint-Hilaire-Saint-Nazaire dam on the Isère river.

By the end of September 1957, 13 000 m³ of concrete with fly-ash admixture was mixed and deposited.

The ash used was taken from the Fesc thermal power plant and was transported in bulk.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The percentage used was 15 % of fly-ash, which replaced the equivalent quantity of cement.

The compressive strength at 90 days is the same as that of pure cement.

The results are that the concrete is easier to manipulate and that heating on setting is reduced.

Although the present tendency in France is towards the utilization of this ash at the cement plant, direct dumping the concrete mixer, which gave good results at Saint-Hilaire, is a process which can be economical in certain cases.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York. 1958.

152903-58 Paris — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 88

QUESTION N° 21

FUAT ŞENTÜRK
(TURQUIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

OBSERVATIONS FAITES AU BARRAGE D'ELMALI POUR LA DÉTERMINATION DES SOUS-PRESSIONS ET L'ÉVOLUTION DES CONTRAINTES ET L'EFFICACITÉ DU VOILE D'ÉTANCHÉITÉ (*).

Ing FUAT ŞENTÜRK.

I. — INTRODUCTION.

Le barrage d'Elmali est un barrage à contrefort construit sur la rivière de Göksu au voisinage de la ville d'Istanbul par la municipalité de cette même ville. Les fondations de la construction reposent sur les dacites complètement décomposées. Il s'est trouvé que l'axe du barrage se situe juste à l'intersection d'une crête rocheuse et d'une bouillie constituée par la décomposition des andésites et des dacites. Cette partie a l'apparence d'une argile assez compacte. Les flancs de la vallée sont, eux aussi, constitués par les restes d'une roche qui est broyée et décomposée de telle façon qu'on s'est trouvé dans l'obligation de changer le type du barrage à cet endroit et l'on a construit un barrage-poids pour fermer la partie de la vallée avoisinant les flancs.

(*) *Observations on the Elmali Dam; determination of uplifts and evolution of stresses. Checking of the efficacy of the watertight curtain.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

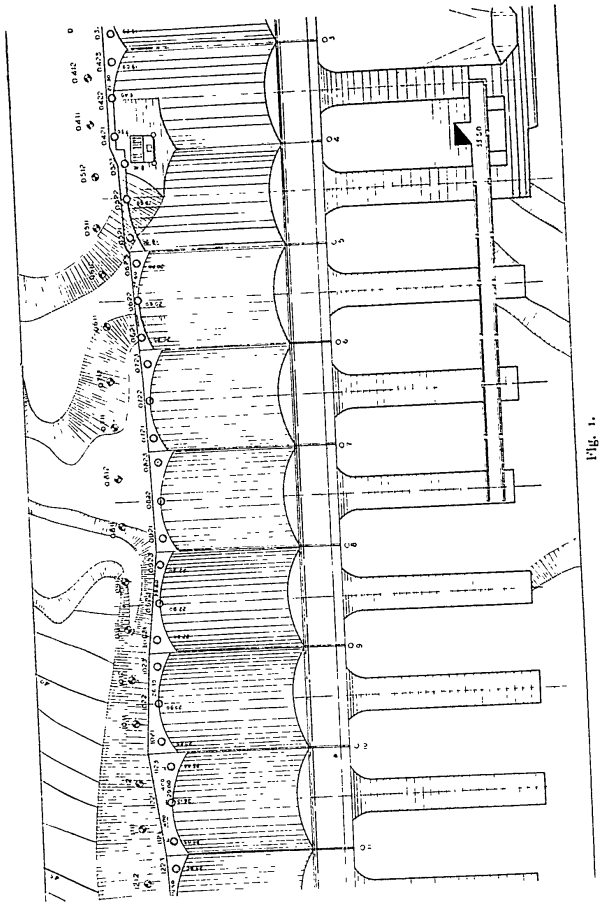


Fig. 1.

Après la mise en eau du barrage, on a étudié la question de la variation des contraintes aux fondations. Étant donné la qualité défectueuse du sol de fondation il est intéressant de suivre la variation de ces contraintes. Comme hypothèse de calcul on avait pris la sous-pression au-dessous de la tête du contrefort égale à la hauteur de l'eau dans la retenue et l'on avait supposé que la sous-pression gardait la même valeur le long de la base du champignon. Dans ces conditions, on avait trouvé 13,54 kg/cm². Or, dans le cas où la sous-pression est moindre, la contrainte devra augmenter. Et si les sous-pressions s'améliorent avec le temps, les contraintes continueront à augmenter jusqu'à la valeur limite imposée par la qualité du terrain.

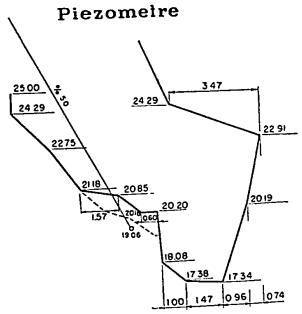


Fig. 2.

On a eu alors l'idée d'implanter des piézomètres aux alvéoles afin de pouvoir observer la valeur des sous-pressions au niveau des parafouilles. Les figures 1 et 2 donnent le plan de l'installation et une coupe montrant le forage piézométrique et la fondation du barrage à cet endroit. Un piézomètre est constitué par un puits piézométrique et un tuyau élastique.

Le puits est formé par un forage gainant un tuyau métallique criblé à l'extrémité inférieure. Le trou de forage est bouché à l'extrémité supérieure par un bouchon de béton de façon qu'on puisse éviter toute sorte de perte par cette voie.

La tête ainsi obtenue est reliée à une base et est coiffée d'un manchon qui reçoit l'extrémité d'un tuyau en caoutchouc. Ainsi on peut mesurer le débit des piézomètres à une cote donnée ou bien déterminer la cote d'eau dans le tube par un simple jeu du tuyau élastique. Comme le niveau de l'eau est toujours visible il est aisé de faire des mesures précises. D'ailleurs, dans le cas qui nous occupe la précision au millimètre près est largement suffisante.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

II. — L'EFFICACITÉ DU VOILE D'ÉTANCHÉITÉ.

Le Tableau 1 résume les indications des piézomètres. Dans le Tableau 2 sont donnés les débits des piézomètres. On peut suivre, sur ces tableaux, la variation de phase des oscillations entre le niveau de la retenue et les piézomètres. Mais ce qui est important, on peut par un raisonnement simple, déduire l'efficacité du voile d'étanchéité.

En effet, on a eu l'idée de suivre la méthode suggérée par Lane. Or, Lane donne une formule très simple qui lie la hauteur de la retenue à la longueur de la ligne de percolation. Soit

$$L = cH$$

c étant un coefficient variant suivant la nature du terrain.

Il ne faut naturellement pas confondre le coefficient c avec le coefficient k représentant la perméabilité. D'après la loi de Darcy, on a

$$v = kj.$$

Or

$$J = \frac{H}{L} = \frac{1}{c}, \qquad \text{d'où} \qquad v = \frac{k}{c}.$$

Cela veut dire que c impose une marge de sécurité à la vitesse de circulation des eaux souterraines. Plus c est grand plus la vitesse est petite.

D'après Lane il existe entre le sol de fondation et les fondations proprement dites une ligne privilégiée qu'il appelle « line of creep ». L'écoulement souterrain suit de préférence cette ligne. Le coefficient c est applicable justement à ce chemin.

Or, pour le cas particulier qui nous occupe le sol de fondation est très hétérogène. Le champignon repose sur une roche de consistance médiocre extrêmement diaclasée. Juste au milieu du contrefort cette roche est subitement transformée en une terre argileuse formée par la décomposition des andésites. Vers les rives, la roche fuit vers la retenue et il reste un terrain arénisé de consistance douteuse. Cette partie est traversée par une faille sensiblement parallèle aux contreforts. « Elle est verticale, sa face côté contrefort est constituée par des quartzites dures; le remplissage d'argile a une épaisseur de 20 à 30 cm et semble diminuer d'épaisseur en s'approfondissant. Du côté de la rive, le rocher est nettement moins dur et passe progressivement à l'état de terrain « arénisé. »

Pour l'étanchéité de ce sol on a fait trois sortes d'injections, à savoir : les injections de profondeur (A) (profondeur égale à la moitié de la profondeur de la retenue), des injections secondaires (B) et des injections de collage (C) (*fig.* 3).

TABLEAU 1.

Niveau d'eau dans les tubes piézométriques installés au barrage d'Elmali (**).

Date	Mars 1956		Mai 1956			Juin 1956	
	14.	25.	9.	15.	22.	2.	13.
Niveau d'eau d'amont	66,48	67,20	67,16	67,17	67,16	67,08	66,99
» » d'aval (*)	30,20	30,00	29,40	29,20	28,90	28,80	28,50
N° du tube.	Niveaux piézométriques.						
16-15	17,03	17,13	–	16,16	–	15,18	–
15-14	15,68	15,15	–	–	14,77	14,73	–
14-14	–	14,09	–	–	–	13,53	–
13-12	–	31,55	–	31,58	–	31,63	–
12-11	31,15	31,78↑	31,78↑	–	33,17↑	33,35	34,16
11-10	–	–	31,28↑	–	31,28↑	32,42	–
10-9	–	–	29,34	29,49	–	29,18	–
9-8	–	–	31,55↑	–	–	35,71	–
8-7	–	–	28,82	–	–	29,50	–
7-6	–	–	29,09	–	29,39	30,17	–
6-5	–	–	–	–	28,48	28,22	–
5-4	–	34,64↑	–	–	36,50↑	38,12	–
4-3	–	–	–	–	–	–	–
1-0	–	–	–	–	33,03	–	–
0-A	–	–	–	–	53,03	52,38	–

Date	Juillet 1956			Août 1956			
	11.	15.	17.	5.	12	25.	26.
Niveau d'eau d'amont	66,22	66,15	66,11	61,60	61,10	63,30	63,10
» » d'aval (*)	29,45	29,45	29,45	30,46	30,48	30,43	30,11
N° du tube.							
16-15	15,20	–	15,12	14,71	14,65	–	15,33
15-14	14,16	–	14,09	13,54	13,48	–	12,91
14-13	41,36	–	41,50	39,30	38,72	–	38,63
13-12	31,53	–	31,54	31,60	31,50	–	31,57
12-11	35,19	–	34,43	35,48	35,52	–	35,33
11-10	32,07	–	31,97	33,07	33,02	32,70	–
10-9	29,17	28,88	29,29	30,31	30,45	30,12	–
9-8	35,81	–	35,96	35,78	36,25	36,00	–
8-7(**)	29,93	30,21	29,76	30,29	30,30	31,66↑	–
7-6(**)	30,79	–	30,45	30,13	30,18	32,32↑	–
6-5	28,26	–	28,39	30,91	30,92	28,95	–
5-4	36,46	–	36,31	36,01	35,86	35,64	–
4-3	–	–	–	–	40,39	38,10	–
1-0	39,10	–	38,99	37,50	38,63	33,23	–
0-A	51,95	–	51,96	52,58	52,87	52,83	–

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 1 (*suite*)

Date	1956 — 31 août.	septembre 15.	20	23	— 10 octobre	— 11 novembre
Niveau d'eau d'amont	62,90	61,86	61,60	61,55	60,70	59,63
» » d'aval (*)	30,16	30,19	30,29	30,23	30,18	30,21
N° du tube.						
	Niveaux piezométriques.					
16-15	-	44,18	-	-	43,94	43,64
15-14	-	42,81	-		42,48	42,27
14-13	-	38,63	-	-	38,40	38,31
13-12	-	31,57	-	-	31,57	31,64
12-11	-	35,53	-		35,67	35,82
11-10	-	32,94	-		32,67	32,65
10- 9	-	30,53	-	-	30,44	30,43
9- 8	-	35,05	-	-	34,79	34,45
8- 7(**)	29,81	31,66	-	30,00	31,60	31,59
7- 6(**)	31,60	32,30	-	31,57	32,47	32,46
6- 5	-	Pas mesure	30,66	-	31,36	30,98
5- 4	-	36,30	-	-	36,47	37,18
4- 3	-	38,05	-	-	37,35	36,45
1- 0	-	38,14	-	-	38,10	38,04
0-A	-	52,69	-	-	52,51	52,84

Date	1956 — 11 décembre 1956	1957 — 12 janvier	12 février	21 février	10 mars.	10 avril
Niveau d'eau d'amont	58,43	57,49	57,22	57,09	60,55	61,48
» » d'aval (*)	30,22	30,20	30,25	29,46	29,42	30,11
N° du tube						
16-15	43,64	43,58	43,40	-	43,64	44,05
15-14	42,15	42,06	41,91	-	42,06	42,36
14-13	37,94	37,69	37,45	-	37,79	38,16
13-12	31,65	31,67	31,54	-	31,65	31,72
12-11	35,80	35,83	35,80	-	35,86	35,51
11-10	32,55	32,45	32,35	-	32,18	31,72
10- 9	30,35	30,30	30,08	-	30,05	29,40
9- 8	34,69	34,78	34,89	-	34,61	33,65
8- 7(**)	32,08	31,96	31,54	-	31,64	31,81
7- 6(**)	32,83	32,90	32,30	-	32,06	32,31
6- 5	31,44	31,41	31,40		31,45	30,70
5- 4	37,37	37,19	37,05	-	37,37	37,05
4- 3	36,55	36,20	36,35 (***)	30,59	40,15	41,15
1- 0	37,63	37,51	37,40	-	37,58	37,65
0-A	52,90	52,84	52,86	-	52,78	52,69

TABLEAU 1 (*suite*).

Date	1957 — 11 mai.	juin 1	11.	20.	— 11 juillet.	— 13 août
Niveau d'eau d'amont	59,85	59,10	58,55	57,52	55,80	52,67
» » d'aval (**)	30,25	30,27	30,53	30,40	30,36	30,41
N° du tube.						
	Niveaux piézométriques.					
16-15	43,01	-	43,48	-	43,01	42,42
15-14	42,18	-	41,97	-	41,66	41,52
14-13	37,89	-	37,44	-	36,78	34,71
13-12	31,70	-	31,66	-	31,63	31,60
12-11	35,49	-	35,37	-	35,01	34,52
11-10	32,21	-	32,01	-	31,91	31,66
10- 9	30,30	-	30,20	-	30,36	30,18
9- 8	35,64	-	35,98	-	35,32	34,33
8- 7(**)	32,05	-	32,30	-	31,99	29,90
7- 6(**)	33,60	-	33,88	-	33,89	34,30
6- 5	31,49	-	31,47	-	31,12	30,78
5- 4	36,52	-	36,52	-	35,98	35,44
4- 3	44,05	42,08	40,35	29,33	31,45	-
1- 0	37,63	-	37,58	-	37,43	37,41
0-A	52,69	-	52,72	-	52,92	52,70

Date	1957 — 18 août	septembre 12.	18	— 11 octobre	novembre 13.	14
Niveau d'eau d'amont	52,05	49,51	48,87	45,90	40,15	40,50
» » d'aval (*)	30,41	30,36	30,36	30,33	30,13	29,68
N° du tube						
16-15	-	41,25	-	39,93	-	37,61
15-14	-	40,73	-	38,55	-	37,66
14-13	-	35,10	-	34,24	34,83	-
13-12	-	31,53	-	31,45	-	31,32
12-11	-	34,21	-	33,90	32,68	-
11-10	-	31,41	-	31,47	31,01	-
10- 9	-	30,20	-	30,33	30,19	-
9- 8	-	34,27	-	33,59	32,46	-
8- 7(**)	-	31,35	-	31,19	30,84	-
7- 6(**)	-	34,60	-	34,24	33,36	-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 1 (*suite*).

Date	1957 — 18 août.	septembre 12.	septembre 18.	11 octobre.	novembre 13.	novembre 14.
Niveau d'eau d'amont....	52,05	49,51	48,87	45,90	40,45	40,50
» » d'aval (*).	30,41	30,36	30,36	30,33	30,13	29,68
du tube. N°						
Niveaux piézométriques						
6- 5.....	–	30,83	–	31,01	30,85	–
5- 4.....	–	34,90	–	33,99	–	32,55
4- 3.....	31,35	–	31,25	33,06	32,43	–
1- 0..	–	37,39	–	37,41	–	37,41
0-A..	–	52,47	–	52,50	–	52,41

La marque – exprime que l'eau déborde du tube piézométrique qui n'est pas encore achevé et que le niveau piézométrique est plus élevé que celui déterminé.

(*) Ces niveaux d'eau appartiennent au petit lac qui s'est formé immédiatement à l'arrière du barrage.

(**) *Voir* « Remarques sur les mesures faites dans les tubes piézométriques du barrage d'Elmai ».

(***) Une fuite est constatée dans le tube 4-3 dans cette mesure. Nous pensons que cette fuite peut dater du 11 octobre 1956. La mesure du 21 février 1957 est faite après réparation.

TABLEAU 2.

Piézomètres.	Cotes du manchon.	Débits (l/mn).
16-15	43,28	–
15-14	35,95	0,24
14-13	31,55	1,38
13-12..	34,64	–
12-11....	31,78	–

TABLEAU 2$_1$.

Piézomètres.	Cotes du manchon	Débits (l/mn).
15-14..	43,28	0,24
14-13	35,95	1,41
12-11..	31,78	Minime
11-10.....	31,28	»
9- 8....	31,55	0,37
7- 6	29,99	–
5- 4.	34,64	0,14

Pour fixer les idées nous avons supposé que l'extrémité des parafouilles se trouvait juste sur la ligne de démarcation de l'argile et du rocher (*fig.* 4). Cette hypothèse n'est pas hardie. En effet, supposer que le sol formé par la désagrégation des andésites est entièrement argileux tire du côté de la sécurité ainsi que cette argile commence à l'extrémité du parafouille. Il est possible, dans ces conditions, de calculer la longueur de la ligne de percolation à l'aval de la ligne de démarcation. Ceci étant, Lane conseille de choisir $c = 2$ pour les terrains argileux. D'ailleurs, c'est la plus petite limite admise. Connaissant la longueur de la ligne de percolation et le coefficient c de sécurité on peut calculer la sous-pression au droit de l'extrémité du tube piézométrique.

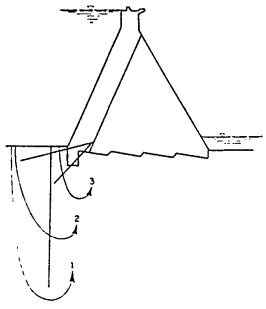


Fig. 3.

Cette pression doit être égale ou moindre à la pression observée dans le tube, sinon, il s'ensuit que la longueur de la ligne de percolation entre l'extrémité du piézomètre et la retenue est insuffisante.

Le chemin de percolation admis par l'eau peut être l'un des chemins nos 1, 2 et 3. Le chemin n° 1 donne une longueur supérieure à la longueur de percolation nécessaire. Le chemin n° 3 est beaucoup trop court (*cf.* Tableau 3). Alors on peut conclure que l'eau a choisi un des chemins n° 2. Ceci n'est possible que si :

1° la profondeur du voile existant est insuffisante;
2° l'étanchéité du voile est insuffisante.

Le Tableau 3 résume ce qui est dit précédemment.

Dans la colonne n° 1 sont marqués les piézomètres. La colonne n° 2 résume les cotes maxima observées dans les tubes piézométriques, la colonne n° 3 donne les cotes minima. Les chiffres figurés dans la colonne n° 7 sont calculés d'après les considérations précédentes. Les

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

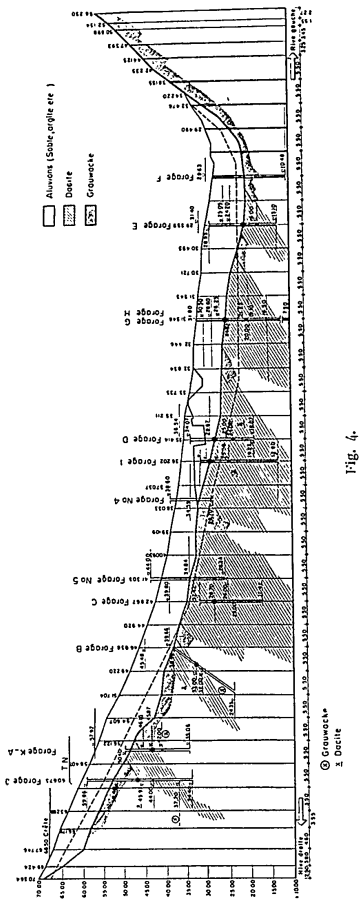


Fig. 4.

TABLEAU 3.

Piezo-mètres.	Cotes — max.	Cotes — min.	Cotes — du terrain	Longueur de la ligne de percolation (m).	C	H nécessaire (m).	H calculé — max (m).	H calculé — min. (m).	Niveaux relatifs.	Longueur de la ligne de percolation nécessaire (m)
16-15...	47,31	47,31	50,60	5,58	»	2,79	6,71	—3,31	46,58	53,16
15-14...	43,68	37,66	36,20	4,91	»	2,45	9,48	1,46	31,00	62,00
14-13...	43,53	34,83	33,41	2,83	»	1,42	10,12	1,42	33,79	67,58
13-12...	41,72	34,30	29,37	2,53	»	1,27	9,35	1,95	37,83	75,66
12-11...	35,86	30,68	29,35	2,80	»	1,40	6,51	3,33	37,85	75,70
11-10...	32,21	31,01	26,40	3,14	»	1,57	5,89	1,69	40,88	81,76
10- 9...	30,45	30,19	26,39	3,00	»	1,51	3,86	3,60	40,61	81,22
9- 8...	36,25	32,46	28,65	3,60	»	1,80	7,60	3,81	38,55	77,10
8- 7...	32,30	30,84	25,52	1,89	»	0,98	6,78	5,32	41,68	83,36
7- 6...	31,49	30,83	24,29	3,12	»	1,56	7,20	6,54	42,91	85,82
6- 5...	38,12	32,55	25,00	4,15	»	2,07	13,12	7,55	42,20	84,40
5- 4...	44,05	29,33	22,64	3,20	»	1,60	21,41	6,69	44,56	89,12
4- 3...	39,63	37,39	41,06	7,28	»	3,64	–	–	44,56	–
3- 0...	53,03	52,41	52,20	3,20	»	1,60	0,83	0,11	44,56	–

sous-pressions des colonnes nos 8 et 9 sont observées. La colonne no 10 renferme les pressions maxima qu'on doit observer au droit des piézomètres. Les relations $l = cH$ donnent les valeurs notées dans la colonne no 11.

TABLEAU 4

Piézometres	Longueur de la ligne de percolation nécessaire (m).	Longueurs relatives correspondantes aux injections (m).	Longueurs supplémentaires (m).	Profondeurs du voile correspondant (m)
16-15...	53,16	22,30	30,86	15,43
15-14...	62,00	15,70	46,30	23,15
14-13...	67,58	7,50	60,16	30,08
13-12...	75,66	37,50	38,26	19,13
12-11...	75,70	13,50	62,20	31,10
11-10...	81,76	17,90	63,86	31,98
10- 9...	81,22	29,40	51,82	25,91
9- 8...	77,10	16,80	60,30	30,15
8- 7...	83,36	9,20	74,16	37,08
7- 6...	83,82	15,38	68,44	34,22
6- 5...	84,40	13,32	71,08	35,54
5- 4...	89,12	5,56	83,56	41,78

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le Tableau 4 donne les longueurs supplémentaires de la ligne de percolation qu'on doit avoir pour que l'étanchéité du voile soit complète. Les longueurs qui y sont marquées sont des longueurs minima; ceci découle de nos hypothèses.

On voit, d'autre part, que les injections faites au droit des piézomètres (1 — 0) et (0 — A) sont largement suffisantes.

Cette méthode donne une première approximation qui indique la qualité des injections effectuées pour étancher un terrain perméable.

III. — L'ÉVOLUTION DES CONTRAINTES.

On n'a malheureusement pas placé de capsules manométriques aux fondations du barrage d'Elmali. Pour cette raison, nous sommes dans l'impossibilité de suivre, sur des mesures directes, l'évolution des contraintes que subit le sol de fondation. Mais la présence des piézomètres nous indique de curieux phénomènes qu'il serait intéressant d'analyser. On peut les énumérer de la façon suivante :

1° La différence de phase entre les oscillations du niveau de la retenue et les oscillations du niveau dans les piézomètres;

2° La transformation que subit les assises du sol de fondation par suite des tassements;

3° L'évolution des contraintes du sol de fondation. Les observations et travaux qui s'y rattachent n'ayant pas été terminés à l'heure actuelle nous sommes dans l'impossibilité de fournir les résultats auxquels nous sommes sur le point d'aboutir. Les nouvelles crues viennent de remplir encore une fois la retenue. Nous espérons que nous serons dans la mesure de fournir les données supplémentaires et les résultats auxquels nous aboutirons à la date du Congrès.

RÉSUMÉ.

Pour déterminer la variation des sous-pressions et pour vérifier l'étanchéité du voile d'injection du barrage d'Elmali, on a planté des piézomètres dans les alvéoles du barrage. Les piézomètres descendent au niveau inférieur des parafouilles amonts. Une application de la règle de Lane nous indique que l'étanchéité du voile n'est pas satisfaisante.

Les observations n'ayant pas été terminées et le barrage n'ayant pas été de nouveau rempli on se trouve dans l'impossibilité de formuler une opinion sur la variation des sous-pressions et les contraintes du sol de fondation.

SUMMARY.

Piezometers were put in the spans between the buttresses of the Elmali dam for the purposes of determining the variations in the uplift

and checking the impermeability of the grout curtain. These piezometers begin at the bottom level of the upstream cut-offs. When the impermeability of the curtain is checked by the Lane's rule is it found to be unsatisfactory.

Because the observations are not completed as yet and the reservoir is not refilled, nothing can be said about the variation of the uplift and the foundation stresses.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York. 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 89

QUESTION N° 23

S. K. JAIN
AND K. M. MAHESHWARI
(INDIA)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

DEVELOPMENT OF AN AIR ENTRAINING AGENT AND ITS EFFECTS ON CONCRETE (*).

S. K. JAIN,
B. A (Hons), C. E (Hons), M. I. E,
A. M. A.S.C E, M.I A H.R., M A. C. I.,
Director,
Rihand Dam Design and Planning Directorate,
Pipri, Mirzapur, India,

and K. M. MAHESHWARI, Executive Engineer.

This paper presents the test results of an indigenous air entraining agent, viz. Rihand A. E. A. developed at the Concrete Research Laboratory of Rihand Dam, which compares favourably with the accepted air entraining agents in respect of efficiency and cost.

INTRODUCTION.

The development of air entrainment in cement concrete in recent years is an outstanding contribution to concrete technology. The purposeful entrainment of small amounts of well dispersed microscopic

(*) *Mise au point d'un agent d'aération et influence de cet agent sur le béton.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

air bubbles in concrete results in better workability and increases the durability of the concrete structure. The remarkable improvements in these aspects have led to the now wide-spread use of air entraining admixtures, both as introduced at the mixer and as incorporated in special air entraining cements. The concrete mixtures thus have a fifth ingredient, " the purposefully entrained air ", in addition to the " cement ", " water ", " fine " and " coarse aggregates' " generally used.

EFFECTS OF ENTRAINED AIR ON PROPERTIES OF CONCRETE.

The air bubbles introduced in the concrete are numerous and are very small, generally less than 0.05 mm in diameter. The minute disconnected air bubbles formed by air entraining agents act as a kind of ball bearing and reduce the internal friction between the particles, thus imparting improved workability through smoothness and ease of deformation of concrete

Entrainment of air causes reduction in strength of concrete. the reduction being about 5 % for each percent of air entrained. As the entrainment of air in a concrete mix permits use of less water without loss of workability the water cement ratio decreases if the cement content is held constant so that within the practical range of mixes. very little reduction in strength, if any, will result from entrainment of small percentages of air. Strength of richer mixes is reduced comparatively more than that of leaner mixes whilst very lean mixes slightly improve in strength if the cement content is held constant.

The entrainment of air in concrete produces improved homogeneity. increases cohesiveness and accordingly reduces segregation and bleeding. permits reduction in the amount of mixing water and fine aggregate required for placeability, reduces permeability and increases the resistance against freezing and thawing, sulphate attack and action of sea water. The discovery of introducing air voids in concrete has thus given the engineer a very valuable tool for the production of more workable and durable concrete.

AIR ENTRAINING AGENTS.

Materials which have been used for the purpose of entraining air in concrete include natural wood resins (such as Vinsol resin). animal and vegetable fats. fish oils, soaps and oils from cellulose industry.

Americans have been the pioneers in the development and use of air entrainment in concrete and their products sold under the proprietary names of Vinsol Resin and Darex have been most widely used Some other countries have also developed their own air entraining agents, but out of all the proprietary air entraining agents tried in the

Rihand Research Laboratory, Vinsol Resin was adjudged as the most advantageous in respect of strength, workability and relative cost for lean concrete used in gravity dams.

DEVELOPMENT OF AN AIR ENTRAINING AGENT FROM INDIGENOUS PRODUCTS.

With a view to obtain economical and workable concrete with all crushed aggregates, research was also conducted in the Rihand Laboratory to develop an admixture from indigenous products which could compare favourably with Vinsol Resin in respect of efficiency and cost. The restrictions on import and shortage of foreign exchange prompted these investigations.

Although a number of raw materials were tried for this purpose, gum rosin derived from the distillation of oleo-resin which is obtained from the pine trees was found to be the most suitable, being cheap and locally available in plenty and could be easily processed on a mass scale. The chemical composition of gum rosin on an average is as follows :

Resineous acids.	90 %
Resenes, esters and hydrocarbons.	10

The presence of the large proportion of free resineous acids makes gum rosin highly reactive and superior to wood resin as regards air entrainment. These acids are saponified by processing with caustic soda, yielding the water soluble rosin salts. The acids react with other bases also to form resinates.

The Rihand A. E. A. solution consists of the following main ingredients :

Gum rosin	5.8 %	Solids
Caustic soda	1.0	

Solution of Rihand A. E. A. can readily be prepared and added to the water of the concrete mix just like Vinsol Resin solution.

EVALUATION OF AIR ENTRAINING AGENT.

The main criterion for evaluation of the air entraining agents are :

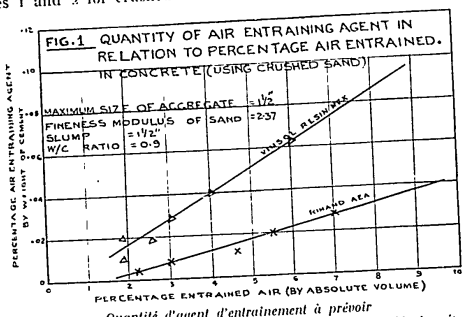
1. Ability to entrain air;
2. Effect of entrained air on workability;
3. Stability of entrained air;
4. Effect of entrained air on compressive strength;
5. Effect of entrained air on other properties of concrete;
6. Cost of the air entraining agent.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

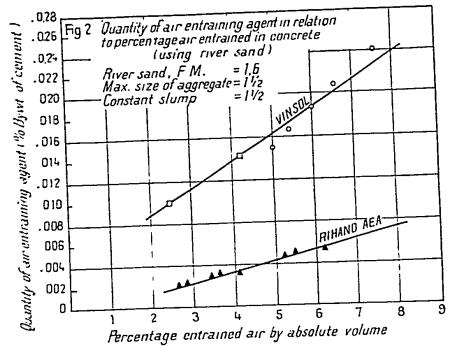
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

1. Ability to entrain air in concrete.

The capability of Rihand A. E. A. to entrain air is exhibited in figures 1 and 2 for crushed and natural fine aggregates respectively,



Quantité d'agent d'entrainement à prévoir par rapport à l'aération du béton en pourcentage (avec sable broyé).



Quantité d'agent d'entrainement à prévoir par rapport à l'aération du béton en pourcentage (avec sable de rivière).

which also show for purpose of comparison, the air entraining capability of Vinsol resin. The comparison is made on the basis of the quantity of solids in the air entraining agent solutions.

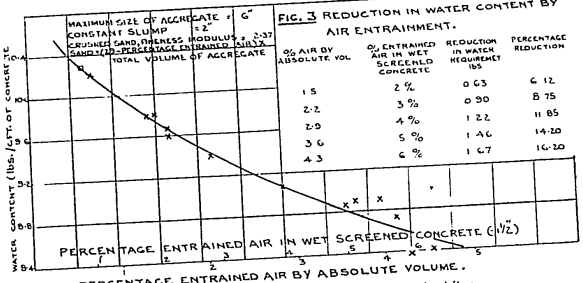
It is seen that for the same quantity of admixture the Rihand A.E.A.

entrains more air than Vinsol resin NVX or alternatively the quantity of admixture required to entrain the same percentage of air is less for Rihand A. E. A. as compared with Vinsol resin, both for crushed sand and natural river sand.

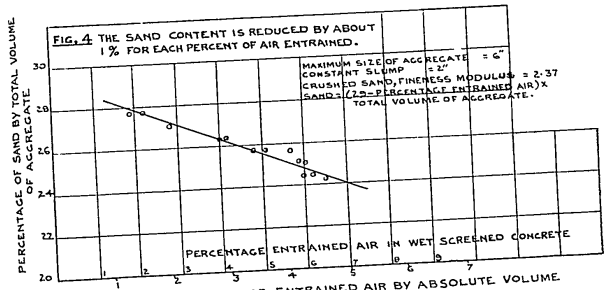
It is also indicated that the quantity of air entraining agent required to entrain the same volume of air with river sand is about 1/3rd of the quantity required with crushed sand

2. Plasticity and workability.

The consistency of concrete was measured by the usual slump tests and the workability by the remoulding effort as well as by flow on a



Réduction de la teneur en eau par l'aération du béton.



Réduction de la teneur en sable :
environ 1 % pour chaque unité pour-cent d'air entraîné

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

flow table. The results of these tests are furnished in Tables 1 and 2 — for crushed and natural fine aggregates respectively — which indicate that for similar concretes the workability obtained by the use of Rihand A. E. A. was equal to that obtained by Vinsol Resin for the same air content. It is also indicated that due to the increased workability imparted by the admixture the water requirement can be reduced by about 5.5 % and the sand content by 1 % per percent of air entrained (*fig.* 3 and 4).

TABLE 1.

Efficiency of air entraining admixtures.

Tests were performed with fine and coarse aggregates crushed from granite rock.

1st series.		2nd series.	
W C	0.9	W C	0.8
Water....	195 lbs. cft. of concrete	Water.	195 lbs. cft. of concrete
Cement...	13.9 " "	Cement	15.69 " "
Sand..	33 % by total volume of aggregate	Sand.....	33 % by total volume of aggregate
Mix ratio by weight..	1 : 2.94 : 5.98	Mix ratio by weight ...	1 : 2.59 : 5.55

Coarse aggregate grading.		Sand grading	
1 1/2"-3/4"	45 %	4- 8.	12 %
3/4"-3/8".	35	8- 16	15
3/8"-3/16"	20	16- 30	21
		30- 50	22
		50-100.	10
		100	20
		F. M	2.37

Coarse aggregate grading.		Sand grading	
1 1/2"-3/4"	40 %	4- 8	18 %
3/4"-3/8"	33	8- 16	17
3/8"-3/16"	27	16- 30	16
		30 50	15
		50-100	14
		100	20
		F. M	2.30

Tests results

Details of mixes	Name of the admixture	Quantity of admixture, by wt of cement (%)	Air content by absolute vol. (%)	Remoulding Slump (in.)	Remoulding effort (Jigs)	Flow (%)	Compressive strength (p s i) 7 days	Compressive strength (p s i) 28 days.
1.	2	3.	4	5.	6	7	8.	9.
1st series	No admixture.	–	1.0	11 1/2	93	56	1 910	2 390
	Vinsol resin N. V. X ...	0.03	3.0	12 7/8	16	60	988	1 936
	Rihand A. E. A...	0.008	3.0	12 7/8	17	63	1 093	2 128
2nd series	No admixture.	–	1.9	11 1/2	26	47	1 772	3 213
	Vinsol resin N. V. X	0.03	3.0	13 1/2	17	67	1 259	2 660
	Rihand A. E. A..	0.008	2.9	13 1/2	17	63.5	1 375	2 712

Note — The compressive strengths indicated in column 8 and 9 are the average of three 6" × 12" cylinders

TABLE 2.

Results of tests performed with natural river sand and crushed coarse aggregate.

Cement content was kept constant, and quantity of water adjusted to produce a constant workability

Series 3. Cement : 18.5 lbs. cft. of concrete. Sand grading.		Series 4. Cement 18.75 lbs. cft. of concrete. Sand grading.	
4- 8	%	4- 8	0.7 %
8- 16.	1.7	8- 16.	1.7
16- 30	14.0	16- 30.	8.0
30- 50	38.7	30- 50	36.7
50-100.	36.3	50-100	39.9
100 . .	10 1/2	100.	14.0
F M	1.59	F M.	1.53

Details of mixes	Name of admixture	Quantity of admixture by wt. of cement (%).	Water content per cft of concrete. (lbs)	W C ratio by wt	Air, by vol (%).	Slump (In.).	Remoulding effort (jigs).	Flow (%)
Series 3	No admixture.	–	199	0.65	1.5	11.7	90	80
	Vinsol resin N. V. X.. .	0.015	11.1	0.60	5.2	13.8	22	79
	Rihand V. E. A	0.004	11.1	0.60	5.2	13.8	21	79
Series 4	No admixture.	–	199	0.65	1.5	11.5	22	70
	Vinsol resin N. V. X .. .	0.010	11.65	0.62	5.6	13.8	21	70
	Rihand A E. V. . .	0.002	11.65	0.62	5.7	13.8	21	72

3. STABILITY OF ENTRAINED AIR.

The stability of the air entramed in the concrete was assessed by determining the air content of fresh concrete after prolonged vibrations in " Technote " air meter of 0.25 cft. capacity. Normally concrete is vibrated for a period of 20 s in two layers for compaction. For determining the stability of air the vibration time was varied from a total of 28 to 180 s, and the air content was observed at the end of different periods of vibration

The results tabulated in Table 3 and shown graphically in figure 5 show that the loss of air by increasing the period of vibration is almost the same for both the air entraining agents, which shows that the air entrained by the Rihand A. E. A. is as stable as that entrained by Vinsol resin.

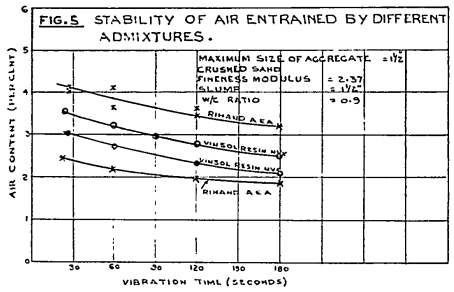
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE 3

Effect of continued vibration on air content

Duration of vibration (sec.)	Vinsol resin N V V		Rihand A. E. A	
	1st series	2nd series	1st series	2nd series
30	3.1	3.6	2.1	1.9
60	2.7	3.1	2.1	1.8
120	2.4	2.8	1.9	3.5
180	2.1	2.3	1.9	3.3



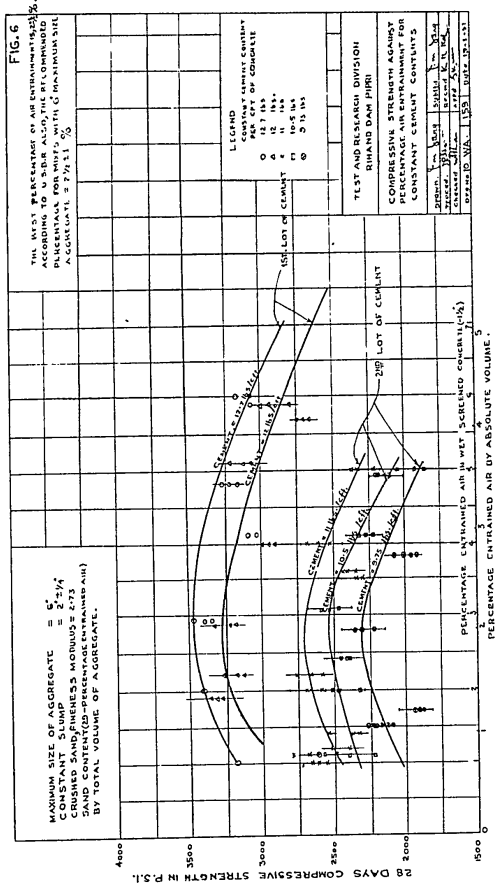
Stabilité de l'air entraîné avec différents agents d'aération.

4. EFFECT OF ENTRAINED AIR ON COMPRESSIVE STRENGTH.

Results of tests for compressive strength of 6" × 12" concrete cylinders are tabulated in Table 1 which indicate that the compressive strengths obtained by Rihand A. E. A are almost equal to those obtained by Vinsol Resin for the same volume of air entrained. Tests also indicated that if the cement content was held constant, the compressive strength of lean concrete increased to a certain extent by air entrainment being maximum at 3 % air content in the minus 1 1/2" portion of the concrete (*fig.* 6).

5. EFFECT OF ENTRAINED AIR ON OTHER PROPERTIES OF CONCRETE.

Entrained air in concrete reduces segregation and bleeding thus contributing to the enhanced water-tightness of the concrete structure. The bleeding of air entrained and ordinary concretes prepared



Caractéristiques de résistance à la compression du béton aéré, à 28 jours.

Suivant le Bureau of Reclamation des États-Unis, le pourcentage d'air le plus favorable est de 2 à 3 %.

Le pourcentage recommandé pour les mélanges avec agrégats de 6" au maximum est de 2,5 à 3 %.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

with all crushed aggregates was found to be as follows :

TABLE 4.

Bleeding in lean concretes prepared with all crushed aggregates.

Type of concrete	Bleeding (%) (variations in 12 observations).	Bleeding (%) (average of 12 observations)
1. Concrete without air entrainment	1.1 to 4.3	2.5
2. " with " "	0.4 to 0.3	1.1

The reduction in the coefficient of permeability was found to be of the order of 1/4 to 1/3 of that of ordinary concrete.

The effect of air entrained by Rihand A. E. A. on concrete subject to freezing and thawing has not yet been investigated, as this is not a problem at Rihand Dam. However, the results of investigations on other air entraining agents have shown that the durability of the concrete is primarily affected by the amount of air voids in the concrete, and only to a small degree, if any, influenced by the type of air entraining agent.

6. COST OF ADMIXTURE.

The comparative costs of Rihand A. E. A., Vinsol resin, as well as Aerosin H. R. S., a product of Hirakud Research Station (India), are indicated in Table 5 and figure 7, which show that Rihand A. E. A. compares favourably with others

TABLE 5.

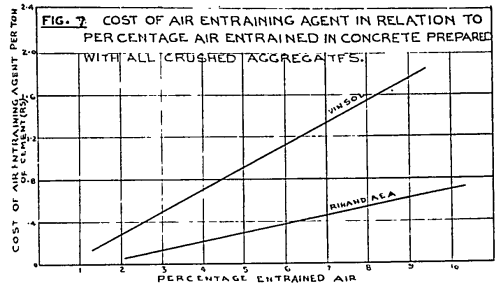
Comparative cost of different air entraining agents

Name of air entraining agent.	Quantity of agent for 3% air in 1 1/2" maximum aggregate concrete (Using crushed sand). Percentage solids by wt. of cement	Percentage solution by wt. of cement.	Cost of agent Per lb of solid (Re.).	Cost of agent Per lb of solution (Re.).	Cost of air entraining agent per ton of cement (Re.).
1. Rihand A. E. A.	0.008	0.137	0.75(*)	0.05	0.15
2. Vinsol N. V. X.	0.03	-	0.75(**)	-	0.50
3. Aerosin H. R. S.	-	0.08	-	1.25(***)	2.34

(*) The cost of Rihand A. E. A. includes cost of carriage of raw materials, caustic soda and dispensing at site

(**) The cost of Vinsol N. V. X., F. O. R., Bombay or Calcutta is Re. 0.35. The cost shown above includes the cost of carriage, caustic soda used in preparing the solution and dispensing at site.

(***) The cost of Aerosin H. R. S. given above is as supplied at Hirakud Research Station and does not includes cost of carriage and dispensing.



Prix de l'agent d'aération en fonction du pourcentage d'air entraîné dans le béton préparé exclusivement avec des agrégats broyés

CONCLUSIONS.

1. Air entrainment has been found to give considerable improvements in the workability of concrete, *particularly if the crushed coarse and fine aggregates are used*, which due to their inferior particle shape necessitate highly sanded mix so as to be workable, and consequently the use of more water and cement. Increased quantity of cement increases cost whilst increased quantity of water increases permeability and drying shrinkage, which results in cracking of concrete in a dam.

2. Due to the increased workability imparted by air entrainment, the water requirement can be reduced by about 1 %, and sand content by about 1 % per percent of air entrained.

3. Tests have also indicated that, if the cement content is held constant, the compressive strength of lean concrete is increased by air entrainment to a certain extent. The optimum percentage of air entrainment, i. e. the percentage air which gives the maximum compressive strength for the same cement content using all crushed aggregates is found to be about 3 % in the minus 1 1/2" portion of the concrete of 2 to 5 % by absolute volume in the concrete using 6" maximum size aggregate. Tests have shown that it is possible to reduce the cement content in lean concrete by air entrainment to the extent of about 1/2 cwt. per 100 cft. of concrete.

4. Use of air entrainment produces a more homogeneous concrete due to reduction in bleeding and segregation, and this results in enhanced water-tightness of hydraulic structures.

5. The test data furnished above prove that the Rihand A. E. A. developed at the Rihand Research Station compares favourably in regard to cost and efficiency with Vinsol resin N. V. X. Further research work to investigate the effect of Rihand A. E. A. on other properties

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of concrete, particularly its resistance against freezing and thawing, is in progress and will be published later.

This admixture has been used in the concrete for Rihand Dam since the commencement of the work in April 1957, and has given satisfactory results. About 11 lac cubic feet of concrete has already been placed with the use of Rihand A. E. A. which has facilitated the placement and surface finishing of concrete. The results of field tests are appended in Annexure 1. The volume of air entrained was fairly consistent and the dose of Rihand A. E. A. did not vary much with the result that the dispensing and control of air entrainment did not present any difficulties. The development of this cheap indigenous air entraining agent will enable the production of air entrained concrete for Rihand Dam with all its advantages including a saving of about 0.5 cwt of cement per 100 cft. of concrete which saving would otherwise have been impossible on account of paucity of foreign exchange required for importing Vinsol resin.

SUMMARY.

Deliberate entrainment of air in concrete imparts beneficial properties to the concrete mix such as increased plasticity, less unit water-content, less bleeding and permeability, increased resistance against freezing and thawing etc. In such regions of India where freezing and thawing is no problem, air entrainment in concrete is found to be advantageous even purely as a workability admixture. In massive concrete structures such as Rihand Dams, where lean mix is used for the hearting, air entrained concrete with 3 % air-content has been found to be cheaper than that containing no admixture.

With a view to economise in cement by using an air entraining agent, research work was carried out in Rihand Dam laboratories to develop an indigenous air entraining agent and success has been achieved. This paper particularly deals with the properties and cost of the agent called the Rihand A. E. A.

a. Quantity of Rihand A. E. A. for 3 % air entrained in 1 1/2" maximum size aggregate concrete is approximately 0.008 % by weight of cement. These figures are for all crushed aggregates.

b. The cost of the Rihand A. E. A for 3 % air entrained works out to Rs. 0.15 per ton of cement.

c. 28 days compressive strength of cement concrete with 3 % air entrained and with the same cement content works out to approximately 2 % higher if Rihand A. E. A. is used.

Further research work is being done to reduce the cost of Rihand A. E. A. and it is expected that atleast 20 % saving would be effected in the cost very soon.

RÉSUMÉ.

L'occlusion intentionnelle d'air dans le béton lui confère des caractéristiques favorables : augmentation de la plasticité; diminution de la teneur en eau, du ressuage et de la perméabilité, augmentation de la résistance au gel et au dégel, etc. Dans certaines régions de l'Inde où ne se pose pas le problème du gel et du dégel, l'occlusion d'air dans le béton est considérée comme avantageuse, ne serait-ce que du point de vue de la mise en œuvre Dans les ouvrages en béton massif tels que le barrage de Rihand, dont la masse intérieure est constituée par un mélange maigre, le béton aéré à 3 % s'est révélé plus économique que le béton ne contenant aucun agent d'aération.

Pour permettre de réaliser des économies de ciment en employant un agent d'aération, des recherches ont été effectuées dans les laboratoires du barrage de Rihand, afin de mettre au point un agent d'entrainement de provenance locale; ces investigations ont été couronnées de succès. Le présent rapport expose les caractéristiques et indique le prix de cet agent d'aeration qui porte la désignation « Rihand A.E.A. ».

a. La quantité de Rihand A. E. A. à prévoir pour réaliser une aération à 3 % dans un béton constitué par des agrégats ayant une dimension maximum de 1 1/2" est de l'ordre de 0,008 % en poids par rapport au ciment. Ces chiffres se rapportent à tous les agrégats broyés.

b. Le prix du Rihand A. E. A. pour une aération à 3 % est de l'ordre de Rs. 0,15 par tonne de ciment.

c. L'emploi du Rihand A. E. A. permet d'augmenter d'environ 2 % la résistance à la compression à 28 jours du béton aéré à 3 %, pour une même teneur en ciment.

Des recherches sont actuellement en cours, en vue de réduire le prix de revient du Rihand A. E. A.; on prévoit qu'il sera possible de réaliser très prochainement une économie d'au moins 20 %.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ANNEXE I.

PROPERTIES OF AIR ENTRAINED CONCRETE IN BIHAN DAM, MAY TO AUGUST, 1957.

S. No	Date	Type of mix	Cement (lbs.)	Water (lbs.)	Solid in air entraining agent, % by wt. of cement	Air entrained — 1 1/2" portion of mix	Air entrained — by absolute vol	Slump (in.)
1	2	3	4.	5	6.	7	8.	9
1	20 may 1957	$V_{20}S_{28}$	490	190	0.0103	4.0	4.0	3 1/2
2	"	"	500	195	0100	4.0	4.0	3 1/8
3	"	"	"	-	-	3.8	3.85	3 3/16
4	"	"	"	-	-	3.7	3.8	2 7/16
5	"	"	"	-	-	3.4	3.55	1 7/8
6	24 may 1957	$V_{20}S_{28}$	360	195	0077	4.5	4.4	1 1/2
7	"	"	"	-	0070	4.5	4.6	1 3/8
8	"	"	"	-	-	4.5	4.6	1 1/4
9	25 may 1957	$V_{20}S_{28}$	500	195	0066	4.3	4.5	1 3/8
10	"	"	"	-	-	4.7	4.8	1 1/4
11	"	$V_{15}S_{28}$	483	180	0057	4.0	4.5	1
12	"	$V_{20}S_{28}$	500	195	0066	3.8	3.85	1 1/4
13	"	"	"	-	-	4.0	4.0	2 3/8
14	31 may 1957	$V_{15}S_{28}$	458	215	0061	4.1	4.6	1 3/8
15	"	$V_{20}S_{28}$	468	200	0083	3.4	3.55	2 3/8
16	"	"	500	195	0085	3.8	4.1	1 3/8
17	"	"	503	210	009	4.3	4.5	1 1/4
18	"	"	500	195	0085	3.9	3.9	1 1/4
19	"	"	-	-	-	4.0	4.0	1 1/2
20	"	$V_{15}S_{28}$	467	190	0070	4.6	4.4	1 1/2
21	"	"	-	-	-	3.8	4.0	2 3/8
22	"	"	-	-	-	3.9	3.7	2 3/8
23	10 june 1957	$V_{20}S_{28}$	346	190	0066	4.0	4.0	1 3/8
24		$V_{20}S_{28}$	487	190	0070	3.9	3.9	1 1/4
25			-	-	-	4.0	4.0	1 1/4
26		"	-	-	-	3.5	3.6	3 3/16
27		$V_{15}S_{28}$	346	190	0066	3.4	3.5	3 3/16
28		$V_{15}S_{28}$	487	190	0070	3.8	3.8	3 3/16
29	11 june 1957	$V_{20}S_{28}$	487	190	0070	4.0	4.0	1 3/8
30		"	-	-		-		3 3/16
31		"	-	-		-	-	3 3/8
32		$V_{15}S_{28}$	346	190	0066	3.8	3.8	3 1/4
33		"	-	-		4.0	3.95	3 3/8
34		$V_{15}S_{28}$	487	190	0070	4.0	4.0	1 1/2
35			-	-		3.8	3.6	1 1/2
36	21 june 1957	$V_{15}S_{28}$	346	190	0063	3.7	3.8	2 3/16
37		$V_{15}S_{28}$	487	190	0070	3.9	3.9	1 3/8
38					-		-	3 3/16
39						4.0	4.0	1 1/2
40		V_{15}				4.1	4.1	1 1/4
41		V_{15}	361	190	0.0080	3.4	3.6	1 1/4

ANNEXE I (*following*).

S. No	Date	Type of mix	Cement (lbs.)	Water (lbs.)	Solid in air entraining agent, % by wt. of cement.	Air entrained — 1 1/2 portion of mix	Air entrained — by absolute vol	Slump (in.)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
42	21 june 1957	$V_{15}S_{28}$	346	190	0063	3.7	3.8	1 1/4
43	"	"	"	"	"	3.5	3.6	1 1/4
44	11 july 1957	V_{15}	487	190	0070	3.9	3.9	1 3/8
45	"	"	"	"	"	4.0	4.0	1 3/8
46	"	"	"	"	"	3.6	3.7	1 1/4
47	"	"	"	"	"	4.0	4.0	1 1/4
48	"	"	499	200	0061	4.0	4.0	1 1/2
49	"	"	364	200	0050	3.9	3.9	1 1/2
50	"	V_{15}	364	200	0050	3.9	3.9	1 1/2
51	"	"	"	"	-	3.6	3.7	1 1/4
52	19 july 1957	V_{15}	487	190	0061	3.8	3.8	1 3/8
53	"	V_{15}	503	210	0077	3.8	3.9	2 1/16
54	"	"	"	"	-	4.0	4.1	1 1/4
55	"	V_{15}	487	190	0061	3.9	3.9	1 1/4
56	"	"	"	"	"	4.0	4.0	1 3/8
57	29 august 1957	$V_{15}S_{28}$	410	190	0051	4.3	4.5	3 3/8
58	"	$V_{15}S_{28}$	500	190	0057	4.0	4.0	1 3/8
59	"	$V_{15}S_{28}$	452	210	0048	3.8	4.0	1 1/2
60	31 august 1957	$V_{15}S_{28}$	500	190	0051	3.8	3.9	3 1/16
61	"	$V_{15}S_{28}$	410	190	0057	3.4	3.55	3 1/4
62	"	$V_{15}S_{28}$	452	210	0098	3.4	3.4	1 1/4
63	"	$V_{15}S_{28}$	410	190	0057	4.0	3.9	1 3/8
64	"	$V_{15}S_{28}$	496	200	0051	4.5	4.6	1 1/4
65	"	"	"	"	-	3.8	3.9	1 1/4
66	"	V_{15}	410	190	0057	3.5	3.5	1 1/4
67	"	V_{15}	500	190	0051	3.0	2.95	3 3/8
68	26 august 1957	V_{15}	450	190	0051	3.5	3.4	1 1/2
69	"	V_{15}	452	190	0051	3.8	3.8	1 1/2
70	"	$V_{15}S_{28}$	452	190	0057	3.9	3.9	3 1/4
71	"	$V_{15}S_{28}$	496	200	0051	3.8	3.7	1 1/2
72	"	"	"	"	-	3.0	2.95	1 1/2
73	27 august 1957	$V_{15}S_{28}$	496	200	0051	3.0	2.95	2 3/8
74	"	V_{15}	410	190	0051	3.2	3.2	3 3/8

Note — 1. The variation in the quantity of air entrained is due to the variation in grading of fine aggregate

2. The notations used in Col. 3 are explained below.

"V" indicates aggregate. Suffix of "V" indicates maximum size of aggregates in inches. "S" indicates strength of concrete. Suffix of "S" indicates strength of concrete in pounds per square inch at 28 days with standard fog curing.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 90

QUESTION N° 20

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

D. LAZAREVIĆ
(YUGOSLAVIA)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

HEIGHTENING OF DAMS (*).

Ing. DJORDJE LAZAREVIĆ,

Professor of the University of Belgrade,
Associate Member of Serbian Academy of Sciences.

INTRODUCTORY.

Although the gain in power resulting from the increase in the useful height of a dam is not the subject of this report, it should be mentioned, however, that frequently a slight raising of a dam's height results in an appreciable increase of power potential of the system. This increase in the power potential may be due to the increase in the useful head, but more frequently it is due to the fact that the storage capacity of the reservoir, depending on the topography of the valley, grows as an exponential function of the changes in the height of the dam-very often the exponent may be of the fourth degree or even higher. In some cases it is possible to double the capacity of storage with a 20 % increase in the height of the dam. However, increases in dams' heights introduce, besides power gains, serious agricultural problems due to the consequent flooding. The author in this report considers that the balance of power and agricultural considerations are both positive,

(*) *Le rehaussement des barrages.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

and deals only with the technical possibilities of increasing heights of dams, built of concrete or of similar elastic materials, in the form of : gravity dams of articulated type, gravity arch dams with pronounced gravity effect, and arch-gravity dams with pronounced arch action. Finally, the author discusses the idea of construction of dams in stages as an economic and financial advantage.

Earth-fill and rock-fill dams are not discussed in this report. Assuming that the increase of height is economically justified, the author discusses the possibility of technically simple and economically interesting solutions of increasing heights of dams. An essential condition of rational solutions is the possibility of increasing the height of a dam without having to stop the normal functioning of the plant.

1. HEIGHT RAISING OF HOLLOWED GRAVITY DAMS.

The works of Professor Coyne have demonstrated clearly the possibility of increasing the useful height of gravity dams; or generally speaking, the solution of statical changes in mass-concrete gravity dams. By anchoring an existing mass concrete dam to the rock formations under the dam by means of stressed cables, the layers of rock under the dam have a statical function as an active load which improves the position of the resistance line of the dam, and thus the stresses in the dam and the general stability of the dam are improved. The essential requirement for the increase of the height of a mass concrete gravity dam is the possibility of boring cylindrical bore-holes of required diameter through the body of the dam for the insertion of cables. It is also necessary to increase the diameter of bore holes in the rock strata under the dam in order to form immovable anchorage heads. The works of Dr Rodio have furnished a solution of this problem However, it should be mentioned that these cables can be placed along straight lines only. That condition introduces certain limitations, as it is not possible to introduce and derive full advantage of new loadings, caused by the initial stresses, in those sections of the dam's profile where the initial stresses are statically the most favourable.

The laying of cables in hollowed gravity dams in the range of the optimum core profile, in reference to the stresses, does not present any difficulties.

The first essential stress characteristic of all gravity dams is the relatively low working stresses in the concrete. The positions of normal forces, in reference to the core of the section, affect the possible utilization of stresses, since dams are designed to stresses which meet the requirements of water-tightness on the upstream face of the dam, that is to say, the requirement that there are no tensile stresses in the upstream face of the dam, or even that there is a slight pre-determined compressive stress. The magnitude of such compressive stresses is determined, according to official regulations of certain countries, in

reference to the head of water at the point under consideration. There are in hollowed gravity dams ample free spaces, and by the construction of suitable bearings for the cables on the main buttresses, it is possible to lay down the cables along the required curves. That is an advantage over the mass concrete gravity dams. The hollowed gravity dams permit a more elastic treatment in reference to the selection of the curve along which the cables are to be placed, and that, in turn, allows a higher efficiency. The greater efficiency of cables laid along a curve tends to decrease the magnitude of the initial stresses. Besides, in the case of the hollowed gravity dam, it is not necessary to reckon up to the crown of the dam with the total force transmitted by the cables, unless other statical considerations require it. In a like manner, it is not necessary to lead all the cables to the anchoring chamber in the foundation bed, unless they have a special function in that part of the dam.

Another essential characteristic of gravity dams is their relatively small safety against sliding. It is uncommon, but theoretically quite possible to meet a case in which the factor of safety is low as a consequence of too high compressive stresses on the ground. Whether the dam is being designed against shearing along the contact plane : foundation of dam and, or in the case of decomposed ground bed rock, along some curvi-linear shell-line surface, an increase in the normal force along the foundation sections of the dam improves the safety of the dam. It is possible, by the suitable selection of initial stresses, curves of cables and size of cables, to achieve the required degree of safety against sliding either in the foundation contact joint-plane, or in any other plane, considered important with reference to sliding. In the case of decomposed rocks, such as the Werfen schists or rocks similar to the schists, their bearing capacity affects the stability of the structure. In such cases it is necessary, apart from the need to widen the foundations, to equalize the initial reactions of the bearing strata in the strengthened part of the foundation with the reactions in the existing part of the foundation of the dam.

Figure 1 shows the elements which solve the above mentioned structural problems.

The impervious connection of an multi-arch dam (A) and the subsequently added part (B) would be made by the insertion of a metal sheet of required mechanical properties and resistant to corrosion.

This method of making a water-tight joint between a dam, subject to an appreciable degree of deformation, and its foundation rock base, much more resistant to deformation, has been used successfully in Yugoslavia [1], [2] in several cases. In the case of an arch-dam with the central angle of 2π, such a connection eliminated in the greatest possible degree, the parasitic influences, since by the function of the dam the boundary conditions are characterized only by the force of friction in the contact joint between the arch and the foundation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

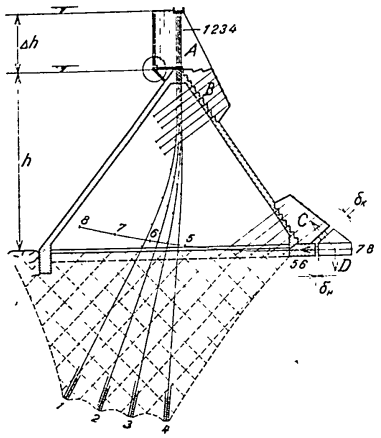


Fig. 1

Heightening of a gravity dam of hollowed type.

Rehaussement d'un barrage-poids évidé.

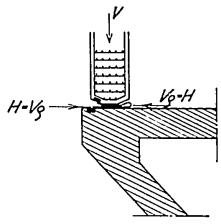


Fig. 2

Scheme of the joint between the new multiple-arch dam and its basis.

Schéma du joint à prévoir entre le nouveau barrage à voûtes multiples et sa base

These friction forces occur between two metal surfaces F forming the water tight joint.

The added part of the dam, figure 1 Δh, statically speaking, represents a multi-arch dam with buttresses. The foundation on which this added part of the dam rests has been formed by blocks B. These blocks are connected to the ribs of the dam by initially stressed cables, A multi-arch dam of the height equal to Δh can be constructed in such a way that small forces in the cables ensure a sufficient level of stability and favourable stresses in the added part of the dam.

The total horizontal thrust, resulting from the pressure of water. is transferred between the dam A and the block B through the connecting joint between them. That is the force that is used in the computation

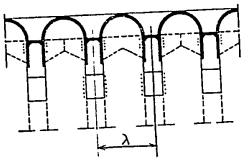


Fig. 3

Plant of the added multiple arch dam, points design the position of cables which, when prestressed, secure the bond between the new and the old construction.

Disposition de l'élément de rehaussement, à voûtes multiples, indiquant la position des câbles dont la précontrainte assure la liaison entre l'ancien ouvrage et le nouveau.

of the cables connecting block B to the body of the dam by the method of initial stresses. Figure 3 shows the positions of arches and ribs, as well as the positions of cables connecting dam A to the blocks B, and the cables which tie blocks B to the dotted lines, which represent the ribs of a hollowed gravity dam.

When the factors that decide the height of the dam are the stresses in the ground, the hollowed gravity dams are the right solutions. In such cases the raising of the dam frequently requires the addition of block D — on figure 1 — as an extension of the foundation base for the part added. In order to reach the desired stresses even before the level of the water reaches the height corresponding to the added height of the dam Δh, it is possible to use double acting hydraulic presses.

Block C is joined to the buttress of the dam by means of stressed cables; cables can be used also for the strengthening of the toe of the dam. It is possible to develop the desired stresses by the use of hydraulic presses in the partition joint σ_A, while such forces are simultaneously

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

developed in the horizontal cables the resulting force on the plane between the foundation slab and the ground is truly vertical. Once the desired stress has been reached. the width of the joints z_A and z_{II} can be made fixed and unalterable. If it is desired to retain the means of regulating the intensity of the reactive resistance of the ground under the foot slab D, even at the new level of water, the partition joints z_A and z_{II} should not be filled-in until the additional joint action of the forces on block D has been effected, and thus the desired distribution of the reactive resistance of the ground achieved. The same means can be used for the elimination of the well known concentration of reactive resistance at the ends of rigid foundation slabs on elastic basis. This method of introducing the added block D in the statical functioning of the dam can be used also, with a fair degree of accuracy, for the purpose of determining if there is a concentration of resistance, or if it has been eliminated due to the plasticity of the ground on which the hollowed gravity dams are usually erected.

2. HEIGHT RAISING OF GRAVITY-ARCH DAMS.

This part of the report discusses the dams with a fairly pronounced gravity action. Their characteristic property is the fact that while the upper part of the dam has a more pronounced arch action, the lower part displays more pronounced gravity features. Apart from that, one usually finds that stresses resulting from the arch action of the dam are not fully utilized. Two methods may be used for increasing the useful height of dams : 1. initial stressing of cables and 2. statical compounding of the new arch-dams to the already existing dam.

Figure 1 shows a section of a dam with an arch dam A, raised above the existing dam by Δh. The arched, hollow overflow girder and the road bearing slab, act as an entirety in the overflow system C, separated by the sliding joint of arch A. The elements of hydro-dynamical form join the road slab and the hollow arch. Block B is connected to the existing dam by initial stressing. It should be designed to stand against the hydrostatic pressure exerted on it and the force of friction between A and B. The system C would be designed in such a way as to cut down, as much as possible, the unfavourable stresses in the individual component parts of the system, due to the individual space action of each separate element. The structure D in the form of a shell, lowers the jet of water to the water-jump structure E. This hydraulic apron is intended to subject the jet of water to a continual regimen, and then by a specially model-studied dissipator and water jump to spend away the energy of the jet resulting in acceptable dynamic effects on the dam itself. The system of cables F introduces loads for the regulation of stresses in the cantilever action of the existing dam G. The new arch dam H is erected on the new block I, fixed to the body of the dam by stressed cables. Dam H develops a hydro-static pressure on the

body of the existing dam, a diagram of pressures, which the dam receives by its arch and cantilever action is shown on figure 1 *b*, the triangle of force α, β, γ should be deducted from the total pressure.

The structural part, and hence the investigation too, can be simplified appreciably, if the overflow structures were to be eliminated.

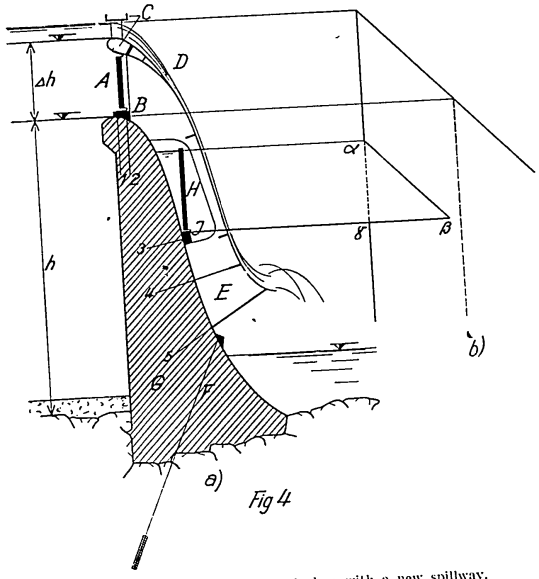


Fig 4

Heightening of a gravity-arch dam with a new spillway.

Rehaussement d'un barrage-poids-voûte avec un nouveau déversoir.

Such isostatical compounding of the new dam to the existing has been discussed in detail by the author in his earlier works [3]. The essential requirement in this combination of forces is to eliminate the force due to the expansion of ice at the level of water on the new dam. Various means can be used for this purpose . chemical light anti-freezes, or thermo-dynamical means. With " register-pipes " of metal of

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

high thermal conductivity, it is possible to prevent to some extent the freezing of water between the two dams by natural circulation of the water from the main reservoir-similar to a thermo-syphon-action.

3. INCREASE OF THE USEFUL HEIGHT OF ARCH-GRAVITY DAMS.

In cases when the arch-effect of the dam is more pronounced the problem appears in a somewhat different form from that discussed

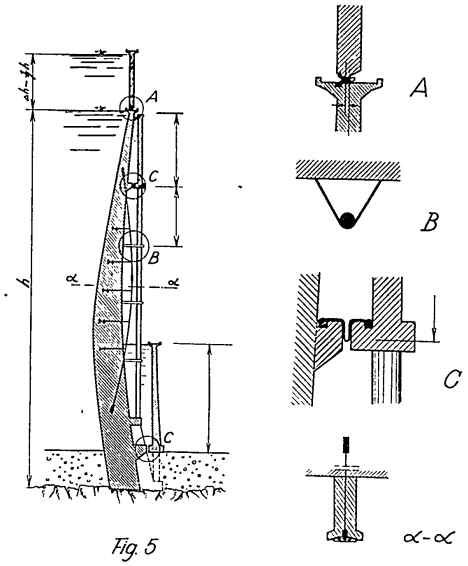


Fig. 5

Heightening of an arch gravity dam.
(Details of the heightening are presented schematically. Cables on the downstream face of the dam are to be stressed with special jacks, from the middle)

Rehaussement d'un barrage-poids-voûte.
(Les détails de l'opération de rehaussement sont figurés schématiquement.) Les câbles de la face aval du barrage doivent être mis en précontrainte, à l'aide de vérins spéciaux, à partir du milieu.

above. In such predominantly arch-actions it becomes necessary to construct several new arches at different levels behind the existing dam. Figure 5 illustrates a solution with two arches. In a certain sense the added arches represent elastic supports of statically determinate forces at the supports, which are distributed according to the hydro-statical law of the triangle. The active load, due to the thrust of water in the reservoir and reactive hydrostatic pressures of the newly constructed arches alter the original distribution of loading. It is clear that the position and the size of the added arches can be used for the purpose of altering the stresses both in the cantilever and arch actions. This problem must be solved by the method of approximation approaching the optimum solution. Certain orientational data can be obtained, in this respect, from the state of stresses and load-distribution of the original dam. From such considerations it may follow that it is necessary to insert an additional arch immediately under the original level of water, since in that zone changes in the loads, due to the raising of the height, are relatively the greatest. The construction of an additional upper arch in this zone tends to decrease the stresses in the arching action of the existing part of the dam. It will be sufficient to " strengthen " this part by an additional dam of about 1/6 to 1/5 of the total height of the dam.

At the foot of the dam, but above the alluvial deposits, it is possible to construct the lower added dam, about 1/5 to 1/3 of the height of the total dam. Such an added dam affects stresses both in the arch and gravity actions and especially in the zone of restrainment at the bottom. An appreciable part of the body of the existing dam withstands well the stresses due to the height raising of the dam, up to 1/7 of the final height.

In these structural investigation of raising of dams there are changes in stresses in the cantilever action. As a consequence of this fact, it would be often necessary to apply initial stressing by means of cables in order to bring about the desired stresses and espacially in order to eliminate appreciable tensions on the upstream face of the dam, when the reservoir is full. In cases when such an intervention is required on the downstream face, it is not difficult to carry out the necessary works, while the reservoir need not be emptied nor the functioning of the plant interfered with. If it is necessary to anchor the cables on the upstream face of the dam but under the water level, the problem becomes far more complex; although the laying of cables on the convex face of the dam is relatively simple. It should be mentioned that the differentiation of cantilever and arching actions of the dam is an intricate problem in such space-surface systems, speaking from the mathematical point of view. A contribution to the solution of this question would be an important asset in the solution of height raising of arch-gravity dams.

The decrease of slenderness of columns which support the upper added arch presents an important problem. In certain cases the length of such columns may exceed a hundred metres. The simplest method

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of stiffening is to insert V-stirrups, as shown on figure 5. These stirrups act as elastic supports, their spring-constants can be calculated from their dimensions and geometry of shape; and these spring-constants should be selected in such a manner as to ensure the full efficiency of a non-elastic support. The spacing of these V-stirrups should be $e_i = 35\, i_i$, where i_i is the radius of Inertia of the cross section of reinforced columns.

4. INCREASE OF THE HEIGHT OF DAMS AS A RATIONAL PRINCIPAL OF CONSTRUCTION IN STAGES.

In the case of large plants, the repayment of the capital invested is postponed for a long time, until the plant is in commission. The erection by stages would permit an earlier commissioning of the plant When the total financial means for the construction of large projects cannot be acquired at the commencement of the work, construction in stages becomes indispensable. Certain earlier works of the reporter show that construction in stages is the most rational method of erection, as has been shown schematically on figure 5. From that diagram, it may be observed that in phase I both the capital invested and the water accumulated are at the lowest level; in phase II there are two arches already of a greater length than in phase I, while the accumulation, as may be expected, has increased at a much higher rate than the volume of concrete built-in, and so on, depending on the number of phases. Certain already well known facts should be mentioned, as they justify this idea of stage construction not from the technical point of view, but especially from an economic stand-point. By dividing a dam into several steps, the hydrostatic pressure, which these steps have to withstand, is h/n. With such step-construction, in a given valley, a moment may arrive when, in reference to its geometrically determined dimensions, the decisive factor may be the elastic stability of the dam. That fact may affect the selection of magnitude for n. In such cases, and it is a well known fact, slender dams are only slightly affected by the boundary conditions. That is especially the case as regards the abutments, as such dams function chiefly as membranes. Consequently, stepped erection would be the most economical in reference to the volume of concrete, and apart from that, the successive gains in the capacity of accumulation grow at a disproportionally increasing rate with the volume of concrete built-in.

Supporting at the bottom of the valley, point A on figure 6, may be without any special arrangement i. e. it may be directly built-in. In that case E_i I must be evaluated under such conditions, including into the system the possible displacement equal only to such magnitudes as may be permitted by the elastoplastic properties of materials of the dam and the ground. Another method would be to ensure the greatest freedom to the connection at A to slide under the pressure of water.

Such applied construction was shown at the last Congress held in Paris (1955) by Ing. Bozović's contribution, given here as a sketch.

When an arch is supported by another arch, the contact joint B on figure 6, was up to now considered in Yugoslavia as a hinged support in reference to shear, transferring vertical loads only. The joint B may be concreted in the normal way, without the shear hinge in the

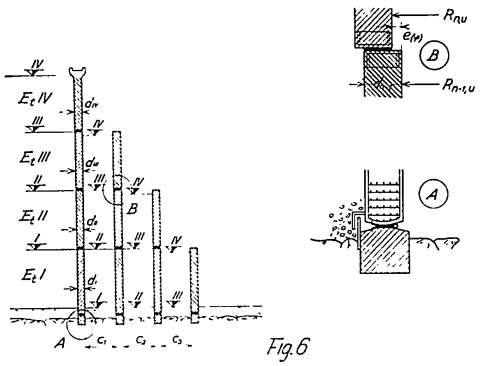


Fig. 6

Scheme of the construction of a stepped arch dam.
(The distance c between various steps can be varied to suit different conditions : topography of the valley, spillway construction, the ice regime etc.)

Niveau de la construction d'un barrage-voûte en gradins.
(La distance c entre les différents gradins peut être modifiée suivant les conditions particulières : topographie de la vallée, détermination du déversoir, régime glaciaire, etc)

case of slight radial deflections in the two adjacent arches [3]. The simplicity which facilitates the construction of such joints, favours their use, although in certain cases it was proved that they do not function except at the contact with the ground (type A). Otherwise, they can be easily made as a layer of tough asphalt mixture, laid hot or cold on concrete, four to five days old. In such cases the insertion of vertical strips of corrugated metal, to ensure impermeability, becomes unnecessary.

REFERENCES.

1. M. Pečinar, Ing., *Hidrocentrala Sv. Andrea na Tresci*, authors edition.
2. A. Bozović, Ing., *Isolation d'un gouffre carstique dans la plaine de Nikšić* (V^e *Congrès des Grands Barrages*, Paris, 1955, C. 16).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

3. D. Lvzarević, Ing., *Vitki segmentni lukovi kao jednostruki i višestruki sistem brana*, edition of the Serbian Academy of Sciences, Belgrade, Yogoslavia.

RÉSUMÉ.

Dans ce rapport, l'auteur expose brièvement quelques notions concernant le rehaussement des barrages. Trois types de barrages sont considérés :

1. Barrages-poids évidés.
2. Barrages-poids-voûte, à effet de gravité prédominant.
3. Barrages-voûte-poids, à effet de voûte prédominant.

Enfin, l'auteur indique quelques idées sur la conception des barrages en cascade. Cette conception est en effet la plus rationnelle lorsque l'on envisage une construction par échelons.

1. Les facteurs qui interviennent dans le rehaussement d'un barrage évidé sont essentiellement le procédé de la précontrainte et l'adjonction d'un barrage en arcs multiples.

Les évidements de ce type de barrage offrent la possibilité de concevoir pour les câbles des tracés plus rationnels que dans le cas des barrages massifs. Il en résulte une réduction de la quantité de câbles nécessaires. Les changements de direction de ces câbles peuvent être réalisés dans des conditions extrêmement simples, étant donné les faibles valeurs des déviations à prévoir.

2. Le rehaussement d'un barrage-poids-voûte à effet de voûte secondaire est constitué par une voûte en segment circulaire, séparée de l'ouvrage initial par un joint étanche en métal inoxydable dans lequel le frottement, sous la pression de 200 kg/cm², est réduit dans toute la mesure du possible.

Les dispositions prévues pour le renforcement d'un tel barrage sont les suivantes :

1. Voûte accouplée avec l'ouvrage initial suivant un processus statique, par l'entremise de l'eau.

2. Câbles précontraints. Il est ici nécessaire d'absorber une partie de la charge qu'impose le rehaussement, immédiatement sous la crête de l'ouvrage initial. On détermine par tâtonnement la hauteur à prévoir pour la voûte de renforcement, en tenant compte des contraintes admissibles dans la voûte de l'ouvrage initial. Dans les parties basses, il est possible de renforcer l'encastrement des consoles par des câbles obliques précontraints; l'effet de renforcement peut être réalisé par accroissement de la marge de sécurité vis-à-vis du cisaillement dans la masse du béton et des contraintes normales dans le rocher sous la fondation du barrage.

3. Le mode de rehaussement de ce type de barrage est le même que dans le cas précédent. Il est très souvent nécessaire de construire en aval du barrage plusieurs voûtes de renforcement de différentes hauteurs à différents niveaux. L'auteur expose quelques idées concernant l'évaluation rapide du nombre des éléments géométriques des voûtes de renforcement en arrière de l'ouvrage initial. En dehors du renforcement par des voûtes, il est possible, en cas de flexion excessive en direction verticale, de faire intervenir des câbles précontraints disposés en amont ou en aval. Le montage des câbles en amont donne lieu à de très grandes difficultés si les travaux doivent être exécutés en pleine eau. Le montage des câbles en aval ne présente en revanche aucune difficulté.

Il est très désirable, du point de vue économique, que l'on puisse exécuter la modification du barrage sans interrompre le fonctionnement des turbines.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 91

QUESTION N° 20

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

C. J. HOFFMAN
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

SPILLWAY CONSIDERATIONS IN THE HEIGHTENING OF EXISTING DAMS (*).

CARL J. HOFFMAN,

Assistant Section Head, Spillway and Outlet Works Section, Dams Branch, Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior, Denver, Colorado, U. S. A.

INTRODUCTION.

When an existing dam is heightened to obtain added reservoir storage, an attendant problem which must be considered is the modification or sometimes the complete replacement of the spillway. The spillway control structure usually must be raised or modified to accommodate the higher storage levels, and because of the increased drop from headpool to tail water the terminal stilling device must often be augmented or enlarged to provide additional dissipating capabilities. For dams built 20 years or more ago, spillway size was probably arbitrarily chosen on the basis of limited flood record data. A reappraisal of the flood hydrology based on advanced concepts of flood analyses and on interim flood experiences might dictate a need for increased flood

(*) *Quelques considérations sur les déversoirs dans la surélévation des barrages existants.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

handling provisions. The economic consideration will often involve a combination of increased spillway capacity and the addition of temporary surcharge storages achieved by heightening the dam.

The Bureau of Reclamation has recently completed the heightening of two existing dams. At Pineview Dam in Utah, the dam was raised approximately 29 ft. to provide both additional reservoir storage capacity and increased surcharge storage space. Modifications to the spillway involved raising and rearranging the control structure and making additions to the stilling basin. At Alamogordo Dam in New Mexico the primary requirement was an increase of flood handling provisions, necessitated by the occurrence of several major floods while the project was under construction and shortly after its completion. The solution involved heightening the dam 16 feet to provide surcharge storage, modifying the existing spillway to effect a reduction in its discharge capacity, and constructing an auxiliary spillway to increase the total outflow potential.

PINEVIEW DAM ENLARGEMENT.

The Pineview Dam on the Ogden River near Ogden, Utah, as constructed in 1937, was an earth and rockfill structure creating a reservoir containing 44 200 acre-feet of irrigation storage space. The enlargement, completed in late 1957, increased the reservoir capacity to 110 000 acre-feet by the addition of 30 ft. of head to the normal storage pool. The original dam had a height of 61 ft. above streambed, and contained approximately 268 000 cu. yards of embankment material.

The spillway, as originally constructed, was designed to pass a flood of 10 000 cu. ft./s with a 2-foot surcharge over normal reservoir storage level. It consisted of a control structure with flow regulated by three 17-foot by 17-foot radial gates whose tops were placed 2 ft. above normal high water storage level; an open channel chute; and a hydraulic jump-type stilling basin 40 ft. wide and 32.5 ft. deep below anticipated maximum tail water. For maximum discharge the computed energy of flow per foot to be dissipated in the stilling basin was approximately 2 200 horsepower.

Flood reappraisal.

Based on additional streamflow data and more recent flood analyses, the flood producing potential of the 298-square-mile drainage area above the dam was reappraised. Studies indicated that a critical flood for determining spillway design was a spring rain occurring simultaneously with maximum snowmelt runoff, producing an 18 000 cu. ft./s inflow into the reservoir. Allowable surcharge storage above normal storage level was limited to 2 ft. because of an existing community immediately upstream from the reservoir. This precludes a major reduction in the required size of the modified spillway. Using the 2 ft. of surcharge

storage to retain some of the flood volume caused by the rain runoff contribution to the hydrograph, the spillway capacity was reduced to 9 800 cu. ft./s.

Spillway modifications.

Modifications at the control structure involved constructing an ogee gravity crest in the existing spillway channel, installing new control gates, heightening the abutment walls along the raised embankment crest, and reconstructing the hoist and highway bridges. The chute wall adjacent to the heightened dam embankment was also raised to retain the new fill. To accommodate the modified crest and the heavier supporting walls, the three 17-foot by 17-foot gates were discarded and two 12-foot-wide by 22-foot-high gates were substituted. Figure 1 shows details of the modification.

With the added drop of 32 ft. from maximum headwater pool to tail water, the computed energy of flow per foot of basin width for the maximum discharge of 9 800 cu. ft./s becomes approximately 2 900 horsepower. This represents an energy about 30 % greater than that for which the original basin was designed. Deepening the basin to provide a proper jump height to dissipate this increased energy was considered too costly. As an alternative, baffle blocks were installed. The blocks, 7 ft. high and 5-3/4 ft. wide, were placed at the upstream end of the basin apron. Clear spaces, 4-1/4 ft. wide were provided between blocks. Although the blocks will not completely dissipate the increased energy, it is believed that they will cause sufficient turbulence in the flow pattern to contain destructive velocities inside the present basin.

Dam enlargement.

Raising the dam from its original 61-foot height above streambed to a new height of approximately 90 ft. involved the placing of about 150 000 cu yards of embankment materials. Details of the embankment alterations are illustrated in figure 2. The dam was raised by adding material to the crest and downstream face, the new crest being moved 63 ft. downstream. Removal of existing materials from the original dam was confined to the roadway surfacing and to a small portion of the downstream rockfill. Watertightness of the enlargement was assured by adequately stripping into the existing impervious embankment so that good bond was made with the new fill. The contact surface was made sufficiently long to exceed twice the head expected to act across it.

The enlargement required that an existing highway crossing the dam and traversing the reservoir rim be raised and relocated. This construction produced large amounts of semipervious and rockfill material which could be used advantageously in the new embankment. The zoning of the enlargement was therefore selected to utilize a maximum of this material. The raised portion of the dam has a 30-foot crest

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

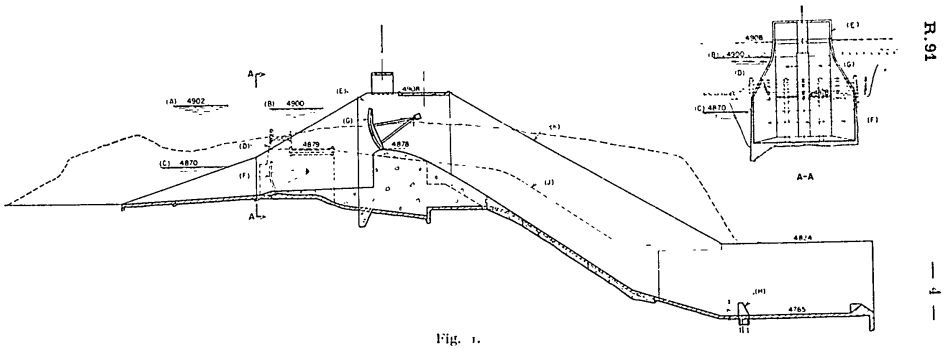


Fig. 1.

Profile and upstream elevation
of modified spillway at Pine view dam.

(A) Maximum water surface elevation
(B) Normal high water surface.
(C) Original normal water surface.
(D) Original gate structure.
(E) Modified gate structure.
(F) Original radial gates Three 17-foot by 17-foot
(G) Two 12-foot by 22-foot radial gates
(H) Four 7-foot-high by 5.75-foot-wide baffle blocks.
(J) Profile of original spillway wall, left side.
(K) Profile of modified spillway wall, left side.
Elevations are in feet above mean sea level.

Profil et élévation amont du déversoir modifié
du barrage de Pineview

(A) *Élévation maximum de la surface d'eau.*
(B) *Surface normale des hautes eaux*
(C) *Surface normale des eaux à l'origine.*
(D) *Vanne, à l'origine.*
(E) *Structure modifiée de la vanne*
(F) *Vannes radiales, à l'origine (17 foot - 17 foot).*
(G) *Deux vannes radiales (12 foot - 22 foot).*
(H) *Quatre blocs en chicane d'une hauteur de 7 pieds et d'une largeur de 5,75 pieds.*
(J) *Profil du mur gauche du déversoir, à l'origine*
(K) *Profil modifié du mur gauche du déversoir.*
Les élévations sont exprimées en pieds, par rapport au niveau de la mer.

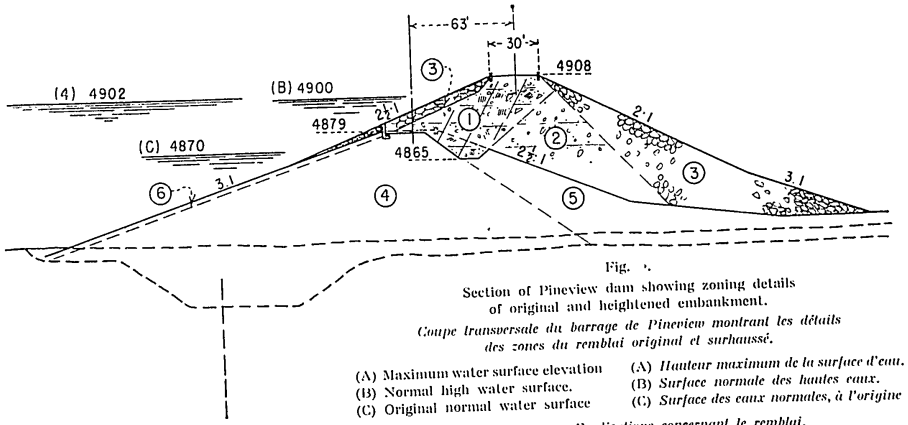


Fig. 2.

Section of Pineview dam showing zoning details
of original and heightened embankment.

Coupe transversale du barrage de Pineview montrant les détails
des zones du remblai original et surhaussé.

(A) Maximum water surface elevation
(B) Normal high water surface.
(C) Original normal water surface

(A) *Hauteur maximum de la surface d'eau.*
(B) *Surface normale des hautes eaux.*
(C) *Surface des eaux normales, à l'origine*

Embankment explanation

(1) Selected clay, silt, sand, gravel, and cobbles compacted by tamping roller to 6-inch layers.
(2) Selected rock fines compacted by crawler type tractor to 12-inch layers.
(3) Rockfill.
(4) Original fill consisting of clay, sand, gravel, and cobbles.
(5) Original rockfill
(6) Original riprap
Elevations are in feet above mean sea level.

Explications concernant le remblai.

(1) *Argile sélectionnée, limon, sable, gravier et galet compactés à l'aide de rouleaux à pieds de moutons en couches de 6 inches d'épaisseur.*
(2) *Rocher fin sélectrionné, compactés à l'aide de tracteurs à chaîne en couches de 12 inches d'épaisseur.*
(3) *Remblai en rocher (enrochement)*
(4) *Remblai original composé d'argile, de sable, de gravier et de galets*
(5) *Remblai original en rocher.*
(6) *Remblai original en enrochement.*
Les élévations sont exprimées, par rapport au niveau de la mer, en pieds.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

width, a 2-1/2 to 1 upstream slope a 2 to 1 downstream slope for its upper 58 ft., and a 3 to 1 slope along the downstream toe. No parapet was installed along the new crest. A minimum of 6 ft. of freeboard was provided from maximum reservoir water surface to the top of the dam.

ALAMOGORDO DAM AND SPILLWAY ENLARGEMENT.

Original construction.

The Alamogordo Dam on the Pecos River in New Mexico, as constructed in 1937, was an earth and rockfill structure creating a reservoir containing 130 000 acre-feet of irrigation storage space. Sufficient added height below normal freeboard was provided to accommodate approximately 20 000 acre-feet of temporary surcharge storage. The dam had a height of 140 ft. above streambed, a length of 3 084 ft. and a volume of approximately 1 900 000 cu. yards.

When the design was prepared in 1935, it was the current practice to select the spillway size on an empirical basis related to the maximum flood of record. The capacity was often chosen as a factor of the recorded flood peak. Streamflow records on the Pecos River suitable for determining flood flows at the Alamogordo site dated from 1904. Prior to 1935, six floods were recorded which exceeded a 20 000 cu.ft./s peak. One flood in 1904, was estimated at 45 200 cu. ft./s; another in 1914, had a peak of 48 700 cu. ft./s. In view of these records, a spillway was provided which would discharge 42 000 cu. ft./s at normal reservoir storage level and a maximum of 56 000 cu. ft./s with a 4-foot surcharge head.

The spillway was an open channel chute-type structure, " hourglass " shaped in plan, which followed the profile of the abutment along the right side of the dam. Outflows were controlled by three 45-foot wide by 21-foot high radial gates, placed with their tops at normal irrigation storage level. The stilling basin was made 110 feet wide, producing a unit concentration of flow for a discharge of 42 000 cu. ft./s of 382 cu. ft./s. The flow concentration for the maximum capacity of 56 000 cu. ft./s was 509 cu. ft./s. Chute blocks were provided at the upstream end of the basin floor, and a Rehbock sill was placed at the downstream end of the apron. Since hydraulic model tests showed that such sills aided in maintaining an acceptable jump within a basin with deficient tail-water depths, it was the design practice at that time to reduce the basin depth to 85 % of the computed conjugate depth. Initial tail-water depths were, therefore, established at approximately 42 ft. for a flow of 42 000 cu. ft./s and 45 ft. for the maximum discharge of 56 000 cu. ft./s. After the dam was completed, however, river channel degradation below the spillway basin reduced these original tail-water depths about 2.5 ft.

Flood experience.

In 1937, when the dam was under construction, a flood occurred which exceeded in magnitude all previously recorded floods. Its peak flow was estimated to be 75 000 cu. ft./s. Serious damage was averted only because the reservoir was empty and the embankment had been completed to a level higher than the partially completed spillway. Flow through the spillway was estimated to have exceeded 42 000 cu. ft./s. Had the project been completed and the reservoir filled, the spillway and surcharge space would have been taxed beyond their designed capacities. After the completion of the dam, major floods again occurred in 1941 and 1942. Each equalled or exceeded the maximum flow recorded prior to 1937. The occurrence of this series of floods in so short a period, superimposed upon the record for the period 1904-1936, required revision of flood frequency studies. These indicated that the existing spillway was seriously inadequate.

To determine the status of the existing spillway in relation to revised flood probabilities, hypothetical floods of varying magnitude were routed through the reservoir. These studies established that the 1937 flood, assumed to have a frequency of about once in 100 years, would considerably overtax the spillway. An estimated 500-year frequency flood, having a 121 000 cu. ft./s peak and a 3-day volume of 534 700 acre-feet would cause the reservoir to rise to the crest of the dam and the spillway to discharge about 72 000 cu. ft./s. The maximum probable flood for use in design was derived from an assumed 10.9 inches of precipitation over the tributary area in a 60-hour period. This would create a flood with a 3-1/2-day volume of 576 000 acre-feet and a peak inflow of 250 000 cu. ft./s. It can be seen that the derived flood has a magnitude of about 5 times the capacity of the original spillway.

Modification possibilities.

In exploring for a solution to rectify the spillway deficiency, various schemes were studied. A description of some of the schemes are listed below in order of cost and acceptability. Acceptability was based on structural safety and on the minimum installation which would satisfy the hydrologic requirements :

a. A second gated concrete chute-type spillway might be constructed to augment the capacity of the existing spillway. The new spillway would have sufficient capacity at normal reservoir water surface to eliminate surcharge and the necessity for raising the dam.

b. A second gated concrete chute-type spillway of lesser capacity than (*a*) above could be installed, with added surcharge storage provided by heightening the dam. This scheme would require modification of the existing spillway to throttle its capacity at higher surcharge heads. Changes would also be required in the structural details to make it conform to the heightened dam.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

c. An unlined auxiliary spillway could be provided by excavating through the rock abutment to the left of the dam. Since the unlined rock was not sufficiently competent to withstand frequent spills, the bottom of the new spillway cut would be placed higher than normal water surface. Flow through this spillway would be prevented until a 100-year frequency flood was exceeded. All flows of less than the 100-year magnitude would be passed through the existing spillway. The sill level of the auxiliary spillway depended on the degree to which the existing spillway would be throttled and the subsequent surcharge head produced by the 100-year frequency flood. The required total surcharge storage and the height to which the dam would be raised depended on the width of the auxiliary spillway cut and the resultant levels obtained by routing the spillway design flood through the two spillways.

d. An overflow spillway could be formed by lowering the dike on the left abutment, its crest placed higher than the normal water surface to prevent flow through this spillway until a 100-year frequency flood is exceeded. To protect against erosion the crest and downstream face of the dike and the abutment face immediately downstream would be paved with a concrete slab. Like (c) the crest level of this spillway would depend on the degree of throttling of the existing spillway. The amount of heightening of the dam would depend on the selected width of the overflow crest.

e. An unlined auxiliary spillway could be excavated through the rock abutment similar to (c) above, except that the sill would be placed at the top of normal irrigation storage. To avoid spills through this unlined cut for floods of less than the 100-year frequency a " fuse plug " type of dike would be placed across the channel. The top of the dike would be placed sufficiently high to contain the smaller floods. The level would depend on the degree to which the existing spillway would be throttled. The " fuse plug " would be constructed with its top stepped at varying levels and with dividing walls between each stepped section. For floods only slightly greater than the 100-year frequency, just a portion of the dike would be breached. It was assumed that longer portions of the dike would breach and wash out as the floods increased in magnitude. At the occurrence of a near maximum flood the entire dike would fail and the spillways would pass the flow without exceeding the established surcharge storage level. This scheme has the advantage over scheme (c) in that greater outflows can be obtained through the auxiliary spillway with the same surcharge head after the " fuse plug " dike has breached or washed out. Accordingly, for the same crest length, a lower surcharge storage and dam heightening would be required.

f. A " fuse plug " type of spillway which could be formed by excavating a portion of the dike on the left abutment to some level below the normal reservoir storage. The bottom of the cut would be paved with concrete. The gap would be refilled with a fuse plug whose top would be at about the original surcharge storage level. Whenever

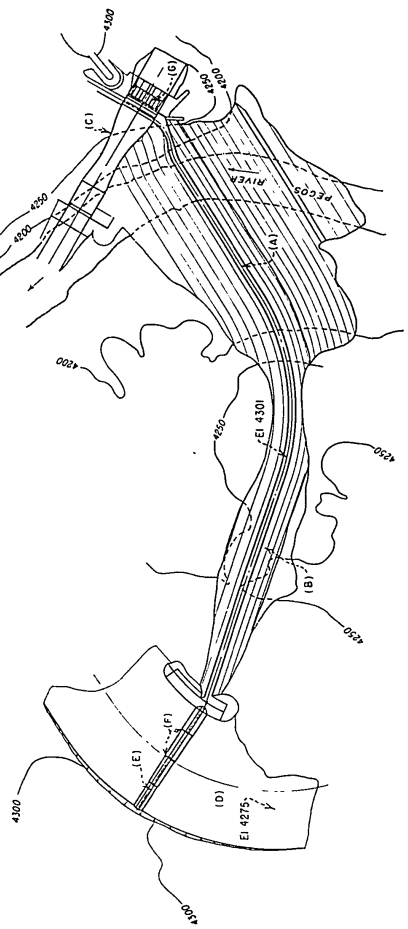


Fig. 3.

Les caractéristiques du plan d'aménagement du barrage d'Alamogordo.

(A) *Remblai principal.*
(B) *Appui gauche de la digue.*
(C) *Déversoir existant.*
(D) *Déversoir auxiliaire*
(E) *Digue d'obturation.*
(F) *Murs divisieurs.*
(G) *Structure du contrôle auxiliaire à l'entrée du canal d'amenée du déversoir existant.*

Plan arrangement of the features at Alamogordo dam.

(A) Main embankment.
(B) Left abutment dike.
(C) Existing spillway.
(D) Auxiliary spillway.
(E) " Fuse plug " dike.
(F) Dividing walls.
(G) Auxiliary control structure in the entrance channel of the existing spillway.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the inflow flood exceeded the 100-year frequency magnitude the " fuse plug " would breach and wash out to the level of the concrete paving. In this way, the maximum design flood could be bypassed without greatly exceeding the capacity of the existing spillway or overtopping the existing dam.

g. An emergency spillway which could be created by lowering the dike on the left abutment to approximately the original surcharge storage level. For floods greater than about the 100-year frequency the dike would be overtopped.

Although schemes (*f*) and (*g*) were the least expensive, they did not offer a satisfactory solution because of the large spills which would be created when the dike breached. With these schemes it would be possible for a flood only slightly larger than one of the 100-year frequency to overtop and breach the dike, creating an artificial flood of catastrophic proportions in the river. Also, the breaching of the fuse plug would empty and waste valuable irrigation water from the reservoir.

Of the remaining alternatives proposed, scheme (*e*) presented the most feasible solution for the spillway enlargement, in view of its least cost and of its expected adequacy against serious damage or failure during infrequent use. Moreover, the excavation from the auxiliary spillway could be used advantageously in heightening the dam, thereby providing an economical combination for constructing the two features. The selected auxiliary spillway was made just wide enough to provide the required amounts of material needed to raise the dam to its corresponding surcharge height. The arrangement of the various structures is shown on figure 3.

Modifications to existing Alamogordo spillway.

The existing spillway stilling basin, as originally designed, was already considered deficient due to the lowering of the tail water by retrogression of the downstream river channel. Any increase in surcharge head or spillway discharge would demand greater basin dissipating capabilities. Deepening the basin to accommodate greater energies was deemed economically infeasible. As an alternative it was decided to make modifications at the spillway control which would reduce outflows at the higher heads.

Means of accomplishing the throttling of the spillway control were studied. A most desirable arrangement would be one whereby a maximum of outflow could be released at normal reservoir heads, and where the discharge could be reduced at the higher heads. This operation could be obtained only by converting to a topseal gate control, where the gates would open wide for the lesser heads, and then would be closed progressively as the heads increased.

The existing spillway gates were designed to withstand loadings for normal reservoir head only. Similarly, the gate structure footings, piers, and other structural members were designed to assume loads

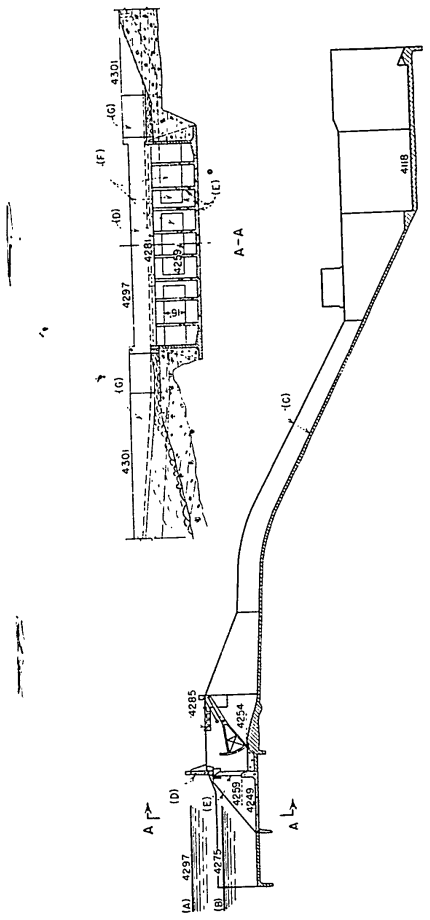


Fig. 4.

Profil et élévation amont du déversoir modifié du barrage d'Alamogordo.

(A) *Niveau maximum du réservoir surchargé.*
(B) *Niveau normal du réservoir.*
(C) *Déversoir original.*
(D) *Mur de tête construit au-dessus de la pente existante*
(E) *Structure du contrôle auxiliaire à contreforts.*
(F) *Orifices de contrôle de la structure auxiliaire pour le contrôle.*
(G) *Murs de clôture en encorbellement.*

Les élévations sont exprimées, par rapport au niveau de la mer, en pieds.

Profile and upstream elevation of modified spillway at Alamogordo dam.

(A) Maximum surcharge storage level.
(B) Normal storage level
(C) Original spillway
(D) Headwall constructed across top of existing gate structure.
(E) Bulkressed auxiliary control structure.
(F) Control ports in auxiliary control structure.
(G) Cantilever closure walls.

Elevations are in feet above mean sea level.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

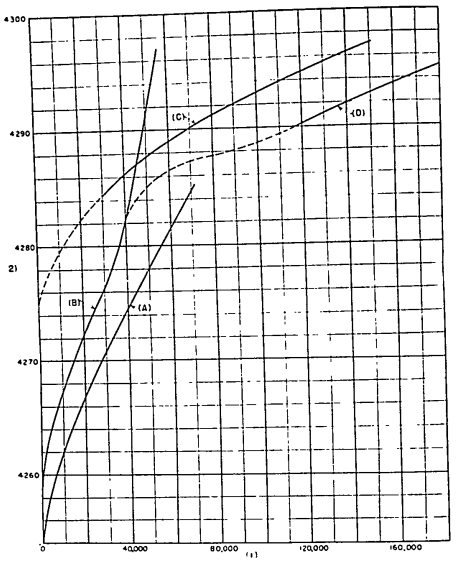


Fig. 5.

Spillway discharge curves-Alamogordo dam.

(1) Discharge in cubic feet per second.
(2) Reservoir water surface elevation (feet above mean sea level).
(A) Discharge curve-original spillway.
(B) Discharge curve-modified spillway.
(C) Discharge curve-auxiliary spillway with " fuse plug " removed
(D) Combined discharges through modified service spillway and auxiliary spillway. " Fuse plug " dike assumed to be washed out after being overtopped about 5 feet

Les courbes de décharge du déversoir du barrage d'Alamogordo

(1) *Débit en pieds cubes par seconde*
(2) *Niveau du réservoir (par rapport au niveau de la mer).*
(A) *Courbe de décharge du déversoir original.*
(B) *Courbe de décharge du déversoir modifié*
(C) *Courbe de décharge du déversoir auxiliaire avec « fuse plug » enlevée.*
(D) *Décharge combinée du déversoir modifié et du déversoir auxiliaire. Il est supposé que la digue « fuse plug » a été emportée par une crue dépassant sa crête d'une hauteur de 5 feet.*

Table 1.

Comparison of stilling basin characteristics of original and modified designs

	No surcharge		100-year frequency flood		500-year frequency flood		Maximum probable flood	
	original design	modified design	original design	modified design	original design	modified design	original design	modified design
Maximum water surface elevation (ft) above mean sea level.	4 275	4 275	4 279	4 284	4 285	4 288	-	4 307
Service spillway discharge (cfs) ..	72 000	86 500	50 000	84 000	72 000	96 000		96 000
Drop-Maximum water surface to tail water (ft)	118	121	119	123	121	122		146
Energy per foot to be dissipated by hydraulic jump (H P) ..	6 350	8 450	8 270	6 180	11 600	8 300		9 350
Required conjugate depth to form jump (ft)	44.2	80	52 0	44.5	58 5	68		91
Present tail-water depths (ft) (*)	84.5	86	42.5	84 0	60 0	68 0 (**)		64 (**)
Ratio - Tail-water depth / Conjugate depth	0.90	1.00	0.80	0.90	0.79	1.00		1.23

(*) Measured from tail water surface to floor of stilling basin
(**) Tail water increased by backwater effect from auxiliary spillway flow

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

induced only by the original reservoir heads. In converting to the topseal gate arrangement, the original gates would have had to be discarded and heavier gates provided. The gate arm pins and pin anchors would have had to be strengthened. Greater loads would be imposed on the structural members, the footings, and the gate structure foundation.

Since the ability of the spillway foundation to assume greater sliding and bearing loads was questionable and because of the costs involved in replacing the gates and strengthening the structural members, an alternative scheme was evolved. This employed a novel auxiliary control structure upstream, entirely separated from the main gate structure. The original structure and gates were left intact, except that a headwall was installed across the top of the structure to enclose the upper portion of the spillway opening. The auxiliary control structure was designed as a self-supporting unit. It consisted of a buttressed L-shaped wall, with openings through the headwall facing the existing gates. In operation the existing gates will regulate all outflows when the reservoir is below the normal storage level. Should the reservoir surface rise above the normal level, the gates will automatically open wide. Outflows will then be controlled through the openings in the auxiliary structure.

For the maximum surcharge storage head, the water load on the headwall will be carried into the gate structure piers and abutment walls. Loads on the auxiliary control structure face wall will carry into the footings of the new structure. The separation between the headwall and auxiliary structure face wall was selected so that for the maximum surcharge head, the loads which will be imposed on the gate structure will not exceed those assumed in the original design. Figure 1 shows details of the original spillway modifications.

Curves (A) and (B), respectively, on figure 5 show the discharge characteristics of the original and modified spillway controls. It will be noted that for the modified design, a discharge of 56 000 cu. ft./s was achieved at the maximum surcharge storage level, elevation 1 297, as compared with the same discharge in the original design at surcharge level elevation 1 279.

Table 1 shows a comparison of the stilling basin characteristics for the original and modified designs. The improvement in dissipating efficiency for the various flows is obvious.

Auxiliary spillway.

The 500-foot-wide auxiliary spillway, cut through the sandstone bedrock formation on the left abutment, directs its discharge into a shallow draw which leads to the river a considerable distance below the toe of the dam. The bottom of the channel is excavated to normal storage level. The channel is unlined except along the right side, where the cut abuts the left end of the dam. The " fuse plug " dike, constructed across the channel in four sections, varies from 7 to 10 ft. in

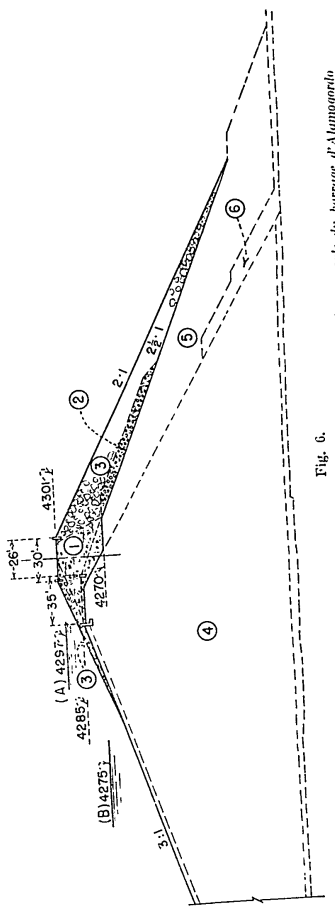


Fig. 6.

Section of Alamogordo dam showing zoning details of original and heightened embankment.
(A) Maximum surcharge storage level.
(B) Normal storage level.

Embankment explanation.
(1) Selected clay, sand, and gravel compacted by tamping roller to 6-inch layers.
(2) Miscellaneous fill.
(3) Rockfill.
(4) Original fill consisting of compacted clay, sand, and gravel.
(5) Original rockfill.
(6) Selected sandstone fill in original embankment.
Elevations are in feet above mean sea level.

Coupe transversale du barrage d'Alamogordo montrant les détails des zones du remblai original et surhaussé.
(A) Niveau maximum du réservoir surchargé.
(B) Niveau normal du réservoir.

Explications concernant le remblai.
(1) Argile sélectionnée, sable et gravier compactés à l'aide de rouleaux à pieds de moutons, en couches 6 pouces d'épaisseur.
(2) Remblais divers.
(3) Enrochement.
(4) Remblai original composé d'argile, de sable et de gravier compactés.
(5) Enrochement original.
(6) Remblai en grès sélectionné dans le massif original.
Les élévations sont exprimées par rapport au niveau de la mer, en pieds.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

height. The lowest portion is adjacent to the longer left side of the channel, with the highest portion built along the shorter right side nearest to the dam. Dividing walls are provided at 125-foot spacings to forestall erosion of more than one dike section at a time. The material selected for the dike fill is a clayey sand and gravel, considered sufficiently stable and watertight to withstand infrequent reservoir loadings. It is expected that this material will breach and wash away under several feet of overtopping. A 3-foot riprap facing on the upstream side of the dike protects it against failure by wave action.

DAM ENLARGEMENT.

The crest of the dam has been raised 16 ft. to provide for the additional 18 ft. of surcharge storage. This heightening involved the placing of about 335 000 cubic yards of embankement material. The new materials were added to the top and downstream face of the dam. The crest was moved 26 ft. downstream. Removal of existing materials from the original dam was confined to stripping of the roadway surfacing and excavation of a small portion of downstream rockfill. Good bond with the old fill was obtained by suitably scarifying and compacting with a tamping roller. The contact surface was made sufficiently long to exceed twice the head expected to act across it.

The cross section of the enlargement was selected so as to utilize a maximum of rockfill which was available from the auxiliary spillway excavation. Details of the zoning are illustrated in figure 6. The raised section has an upstream slope of 2-1/2 to 1, a 30-foot crest width and a 2 to 1 downstream slope. No parapet was installed along the new crest. A minimum of 4 ft. of freeboard was provided above the extimated maximum water surface.

The embankment was not raised adjacent to the existing spillway, the fill tapering down to the original height at the spillway walls. To effect the closure between the spillway headwall and the heightened dam, L-shaped cantilever wing walls were continued from the headwall along the upstream edge of the dam. The raised roadway was ramped down behind the walls so that it crossed over the existing spillway bridge.

SUMMARY.

The Bureau of Reclamation has recently completed the heightening of two previously constructed earth dams, each to satisfy a different need. At Pineview Dam in Utah, the dam was raised to provide additional storage capacity. At Alamogordo Dam in New Mexico, the primary requirement was an increase in flood handling provisions, accomplished by raising the dam to provide additional surcharge storage space and by constructing an auxiliary spillway to supplement the capacity of the existing spillway. In both instances of dam enlargement, modifications to the existing spillways were necessary to accommodate the increased drop from maximum reservoir pool to tailwater. The spillway modifications for Pineview Dam involved alterations at the control structure and addition of sill blocks in the stilling basin. At Alamogordo Dam, a throttling structure was provided to reduce the outflow capacity, to compensate for the increased drop, and to correct a deficiency in the original stilling basin design.

RÉSUMÉ.

Le « Bureau of Reclamation » a terminé récemment le rehaussement de deux barrages en terre construits antérieurement, chacun pour répondre à des nécessités différentes. Le barrage de Pineview, en Utah, a été surélevé pour augmenter la capacité du réservoir. Au barrage d'Alamodordo, New Mexico, l'objectif principal était de permettre l'accroissement de l'utilisation de l'eau pour accroitre le volume des crues; ceci a été accompli d'abord par le rehaussement du barrage, ce rehaussement fournissant un espace additionnel pour l'emmagasinement de l'eau, et par la construction d'un déversoir auxiliaire augmentant la capacité du déversoir existant. Dans ces deux cas de surélévation de barrages, des modifications ont été nécessaires sur les déversoirs existants, pour adapter la hauteur de chute accrue de l'élévation maximum du réservoir à l'élévation de l'eau d'aval. Les modifications du déversoir du barrage de Pineview ont nécessité le changement de la structure de contrôle et l'adjonction d'appuis au bassin de tranquillisation. Au barrage d'Alamogordo un système de régularisation a été introduit pour diminuer la capacité de décharge, pour compenser l'accroissement de la hauteur de chute et pour corriger les imperfections du bassin de tranquillisation du projet original.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 92

QUESTION N° 20

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

G. R. SCOTT
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

MONTGOMERY DAM. A ROCK FILL STRUCTURE (*).

G. R. SCOTT, Partner,
Black and Veatch, Consulting Engineers,
Kansas City, Missouri.

Montgomery Dam, located on the Middle Fork of the South Platte River, five miles upstream from Alma, Colorado, on the eastern slope of the Continental Divide, was completed in October 1957, after four seasons of construction. It is a rock fill dam with a deck of asphaltic concrete.

Its purpose is to serve as a unit in the water supply system of Colorado Springs, Colorado, by which water from the Blue River, a tributary of the Colorado River on the western slope of the Continental Divide is brought to the City. The water from this source augments the City's supply which in years past has been obtained from the south and north slopes of Pikes Peak.

The total drainage area above the diversion works on the Blue River and its tributaries is 22 square miles, all of which is located above 11 000 ft. above sea level, with a maximum elevation of 14 250. The snow fall on the area is in the order of 20 inches of water per season and the anticipated yield is estimated to be between 15 000 and 18 000 acre feet per year.

At present water is diverted from Blue River and three of its tribu-

(*) *Le barrage Montgomery. Une construction en enrochements*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

taries, Hoosier Creek, East Hoosier Creek and Mc Cullough Gulch, and plans are under way to divert water from Spruce Creek and Crystal Creek, the remaining upper tributaries. After diversion, the water is conveyed in ditches, pipes and tunnels to Hoosier Tunnel, thence through the Continental Divide. This tunnel is 7 788 ft. long, is at elevation 10 989 and discharges directly into the upper end of Montgomery reservoir.

Water from the melting snows will be diverted from the drainage area as rapidly as possible during the thawing periods, which usually occur during the months of May through August. During the remainder of the year no diversion is possible. During the period of diversion, water will be transported at the rate of 18 million gallons per day to the City's present storage reservoirs on the North Slope of Pikes Peak, through a steel pipe line 30 inches in diameter and 70 miles long. The excess runoff will be stored in Montgomery reservoir.

The plan of operation is to fill the reservoir during the runoff period and for the remainder of the year, control the discharge from the reservoir as required to supply the needs of the City and to empty the reservoir in time to store water collected during the following year. This method of operation will permit complete inspection of the condition of the asphaltic concrete deck each year and such maintenance work as appears necessary.

At the present time the pipe line discharges into two storage reservoirs located on the north slope of Pikes Peak that have a combined capacity of 6 100 acre feet. Plans are now in progress for a third reservoir that will have a capacity of 12 300 acre feet.

The crest of the spillway for Montgomery Dam is at elevation 10 801 which is at a higher elevation than any other large dam in the United States. At this altitude, the working season varies from three to seven months and severely cold weather is experienced for most of the remainder of the year. Labor efficiency is low at this altitude and gasoline powered equipment is only from 60 to 70 % as efficient as at sea level. Fortunately, a power line crosses the Divide in the vicinity of the dam that could be tapped to supply power for the operation of a large shovel, compressors and other equipment used for foundation preparation, the placing of rock-fill and for the operation of equipment required for the construction of the asphaltic concrete deck.

The length of the rock fill is 1850 ft. at the crest, with a maximum height above stream channel of 113 ft. The elevation of the crest at the abutments is 10 868 and there is a camber of three feet provided at the highest point to allow for settling. A parapet wall 2 ft. and 2 inches high is sealed in to the asphaltic concrete on the upstream edge of the crest to provide additional freeboard. The crest of the dam is 20 ft. wide and the upstream and downstream slopes (without allowance for camber) are 1.7 : 1 and 1.4 : 1 respectively. *See* figures 1 and 2. Because of the steep fall of the valley, the reservoir is comparatively small, having an area at spillway level of only 95 acres. The storage volume is likewise small for a dam of this size, being

only 5 100 acre feet. The effective length of the spillway is 97 ft., and at an overflow depth of 4 ft., has a capacity of 3 065 cu. ft./s. Ultimately, the height of the dam will be increased 47 ft. to a spillway

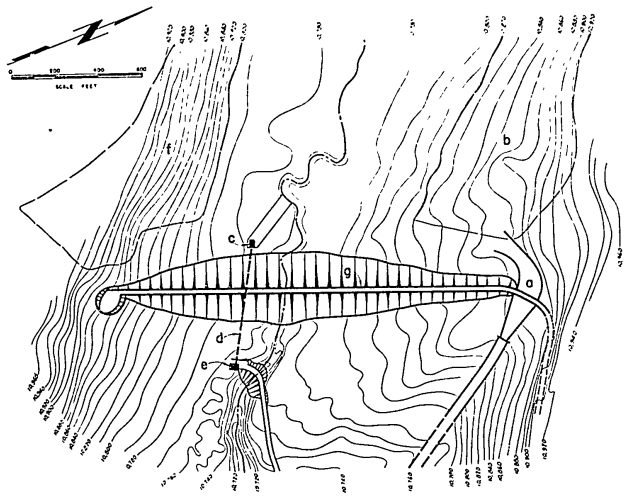


Fig. 1.

General plan Montgomery dam.

(*a*) Spillway.
(*b*) Quarry site " B ".
(*c*) Intake screen.
(*d*) Outlet conduit.
(*e*) Control house
(*f*) Quarry site " A ".
(*g*) Crest of dam.

Plan général du barrage Montgomery.

(*a*) *Déversoir.*
(*b*) *Carrière « B ».*
(*c*) *Grille de prise d'eau.*
(*d*) *Conduit de vidange*
(*e*) *Contrôles.*
(*f*) *Carrière « A »*
(*g*) *Crête du barrage.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

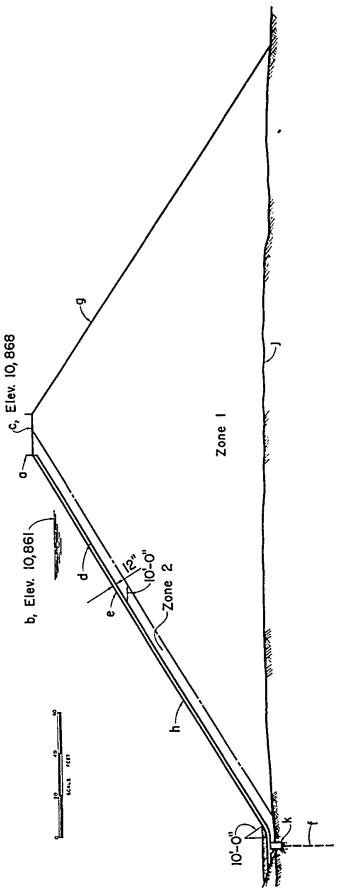


Fig. 2.

Cross-section of Montgomery dam.
(a) Top of parapet without camber.
(b) Spillway crest.
(c) Top of fill without camber.
(d) Surface to be prepared for asphaltic concrete.
(e) Asphaltic concrete deck.
(f) Grout curtain.
(g) Downstream slope 1.4 to 1.
(h) Upstream slope 1.7 to 1.
(i) Foundation.
(k) Concrete wall.

Coupe transversale du barrage Montgomery.
(a) Sommet du parapet sans cambrure.
(b) Sommet du déversoir.
(c) Sommet du remblai sans cambrure.
(d) Surface à préparer pour béton asphaltique.
(e) Revêtement de béton asphaltique.
(f) Rideau d'injection.
(g) Pente aval 1,4 : 1.
(h) Pente amont 1,7 : 1.
(i) Fondation.
(k) Parafouille (mur en béton).

crest elevation of 10 908, to provide storage for approximately 9 800 acre feet. The provision for this additional future height posed problems of design which would otherwise have needed no consideration. All features of the dam with the exception of the spillway were laid out with the future requirements in view.

The major quantities of materials used in the dam are as follows :

Rock-fill in zone 1 (cubic yards).	599 181
" " 2 "	55 061
Crushed rock facing of upstream face (square yards)...	23 356
Grout holes (linear feet).	30 388
" (sacks cement)..	29 192
Asphaltic concrete (tons).	20 343

The drainage area tributary to the reservoir is 8.5 square miles. The elevation varies from that of the stream at the dam of 10 765 ft. to the elevation of Mt. Lincoln of 14 284 ft. The area is underla in with Pre-Cambrian igneous rocks of granite, gneiss and schist all cut by pegmatite dikes. Overlying these rocks and out-cropping at the dam site is a dense quartzite of the Cambrian era about 130 ft. thick. The strike of the contact between the granite and quartzite is N 4° E, almost parallel with the axis of dam and with a dip to the east of about 19 to 21°. Above the quartzite lies a series of other sedimentary rocks consisting of layers of quartzite, limestone, dolomite and shale, with the lower group of this series being encountered at the north end of the dam. The central portion of the dam rests on the quartzite, and the southern third on granite. Dikes of porphry have been intruded throughout all these formations and as a result the rocks are quite badly fractured, particularly in the upper layers.

Two types of construction; namely, earth fill and rock fill, were considered in the design of the dam. While there are extensive deposits of material in the glacial moraine in the valley below the site that could be used in an earth fill dam, they are not on property owned by the City. These deposits are all held under mineral claims as potential placer workings and to obtain them would have required lengthy condemnation proceedings following extensive exploratory work. While the construction cost of an earth fill dam was estimated to be somewhat less than that of a rock fill dam, past experience of the City on similar projects indicated that the savings might easily have been offset by the acquisition cost of the fill material. In which case an earth fill dam would have no monetary advantage and a construction season would have been lost, which was a very important consideration. It was also believed that the type of earth fill dam which could be constructed at the lowest cost, could not be increased in height so readily as a rock fill dam with a water tight deck on the upstream face.

It soon became apparent that there were many advantages in favor of the rock fill type of structure. Granite rock for the fill could be

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

quarried immediately upstream from both ends of the dam at locations shown in figure 1. With a water tight deck on the upstream face of the dam, the rock fill type can readily be enlarged as the additional base width can be added on the downstream side and then the whole raised to the desired height. The extension of the asphaltic concrete deck does not appear to impose any serious problems of design or construction.

The outlet and control structure consists of a reinforced concrete conduit 6 ft. in diameter constructed in solid rock trench, a bar screen inlet structure at the upper end of the conduit, and the control house at its lower end. In the control house are the valves controlling the diversion of the water to the City and a Parshall flume for its measurement. Since the City has no right to the water originating on the area tributary to the reservoir, this water must be released through the dam. This is accomplished by an energy dissipating type of regulating valve 66 inches in diameter. In addition there is a butterfly valve 72 inches in diameter for shut off purposes. All of the larger valves are motor controlled. The control house is located a sufficient distance below the downstream toe of the dam to permit the placing of the additional fill when the height of the dam is increased.

The cut-off wall, forming the junction between the asphaltic concrete deck and the foundation is located just upstream from the intersection of the plane of the upstream face with the foundation rock. As shown in figure 2, provision was made for the asphaltic concrete deck of the slope to merge with the horizontal through a curve having a radius of 10 ft. This was thought to be ample to permit the operation of a standard paving machine from the outermost limit of the deck through the curve and up the slope. Experience, however, proved that the radius of the curve was too short, and it was necessary to place the horizontal and curved portions of the deck separately from the slope.

The cut-off wall has a minimum thickness of three feet and extends about eight feet into rock. The grout curtain was developed under this wall, and steel pipe, two and one-half inches in diameter were cast in the wall at eight feet centers for grouting purposes. The deeper holes for grouting were drilled through these pipes generally to a depth of 150 ft. Other holes at lesser depths, but to a minimum of 50 ft., were drilled between the deeper holes as needed to form a tight grout curtain. Grouting pressures of 200 psi were used in the deeper sections of all holes and also for the upper sections of most holes. In some, however, lower pressures were used, but pressures were always used as high as was considered safe. In some holes, the pressures directly below the cut-off wall were as low as 35 to 50 psi.

While a moderate amount of leakage through the foundation rock will not endanger the dam, such leakage in accordance with state laws is lost to the City and cannot be reclaimed. Accordingly, the desired objective was to obtain a tight foundation. Should experience demonstrate that the leakage is excessive it will not be difficult to do additional grouting, since the grout curtain is not covered by the rock fill and

is readily accessible. It will of course be necessary to take the dam out of service during such grouting operations.

The quality of the rock used in the fill was described in the specification as follows :

> The rock shall be hard, very strong and resistant to crushing under load. Drill core specimens of such rock, at least 2 inches in diameter, shall be capable of withstanding a compressive stress of 10 000 psi when tested by standard or approved methods, regardless of the direction of the drilling or of the axis of the test specimen with respect to the surface of the rock under test or to any bedding or jointing thereof.

It was intended that the rock in Zone 1 would be quarry run, with a specified allowable maximum of 10 % by weight, below 4 inches in size, and the maximum size limited to 5 tons in weight (*fig.* 2). The specifications for Zone 2 rock required freedom from all fines less than 3 inches in size and with a maximum size of 24 inches. The surfacing material placed on the upstream face of the dam to provide a base for the deck was graded from 3/4 inch to 3 inches. It was the desire that this material fill the interstices of the outer portion of the rock in Zone 2 and provide a blanket which, after compaction by rolling, would provide a smooth plane surface for the support of the asphaltic concrete deck.

Throughout the specifications covering materials and performance, emphasis was placed on obtaining a dense yet well drained structure. It was expected that with careful quarrying operations, the limitations of fines for Zone 1 could be met without screening and that screening would be required only for the purpose of removing the fines from Zone 2 rock and to obtain material for the surface of the dam and other miscellaneous use of fines in the structure. Because of the excessive amount of fines encountered in the quarried material that could not be separated satisfactorily by shovels on the quarry floor, it became evident that some screening would also be necessary in order to produce the Zone 1 rock. The contractor originally provided a trommel screen, but this was not adequate and a grizzly bar screen of railroad rails was next tried without success. The experimental work on these two screens was carried through the 1955 season during which time the first of the rock fill was placed. In 1956 the Contractor provided a screen called a Wobbler which had been developed for taconite mining in Minnesota. This equipment did an excellent job and enabled the Contractor to make much better progress than in 1955 with the other screens.

In placing, the rock was dumped from trucks over the edge of the fill. The lifts varied somewhat, but were not more than 40 ft. in height. Three lifts were required for the construction of the dam (*fig.* 3).

The face of the fill was sluiced continuously while the rock was being placed. The specifications required that two nozzle streams be provided

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

each capable of delivering 500 gallons per minute at a pressures of 60 psi. The intent was to use at least twice as much water by volume as the gross volume of rock placed.

While a camber of three feet was provided at maximum section to allow for the settlement of the fill it is now believed that the settlement will never approach this amount. In October 1956 after the completion of the fill, 17 bench marks were established along the crest of the dam. In June 1957 before the beginning of placement of the asphaltic concrete deck, readings were again taken on these points. The average settlement observed during this seven month period was 0.04 of a foot with a

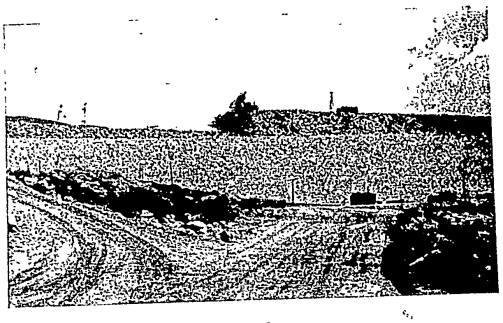


Fig. 3.

Montgomery dam. Dumping rock on top lift
Barrage Montgomery. Déversement des roches.

maximum of 0.055 foot. Additional settlement is expected after the reservoir has been filled, but it is unlikely that it will equal the amount of the camber provided for this purpose.

The rolling of the surface material (*fig. 4*) on the upstream face of the dam was done by a vibrating roller. Originally, it was expected that compaction would result in a base, firm enought to support the paving equipment while placing the first layer of the asphaltic concrete deck. It was found, however, that such would not be the case and that additional measures would be required. These will be described later.

In the past, water tight decks for rock filled dams have been constructed of timber, steel or Portland cement concrete. All of these materials have their disadvantages. Timber decks have been satisfactory for temporary installations, but for permanent use require expensive maintenance. Steel decks have been proven to be better than those of timber, but were considered too expensive for use on this project. Portland cement concrete has been used extensively, but

because of its inflexibility movements of the rock fill have in many instances resulted in opening of cracks. The estimated cost of a deck of this material was greater than for one of asphaltic concrete.

A search of the literature early in the period of the design of the dam revealed that asphaltic concrete had been used in the construction of water tight decks for rock fill dams, although not in the manner developed for Montgomery Dam, nor had it ever been so used in the United States. The material has had considerable use in bank revetment work and as lining material for irrigation canals. Salem, Oregon used asphaltic concrete to line a 100 million gallon water supply reservoir

Fig. 4.

Placing and smoothing surface material on upstream face of dam
Placement et aplanissement du matériau de la surface d'amont du barrage.

in 1952 (*Western Construction*, September 1952). An excellent discussion of its early use on dams is contained in a paper entitled *Montgomery Dam, Colorado. Rock Fill with Asphaltic Concrete Deck* which was presented at the convention of the American Society of Civil Engineers in October 1957 by F. W. Scheidenhelm, John B. Snethlage and Arthur N. Vanderlip, and will no doubt be published by that organization.

The following briefly described instances of its use on dams were instrumental in arousing interest in its use on Montgomery dam. The Ghrib dam in Algeria was completed in 1936. It is a rock fill dam, 233 ft. high and has a layer of bituminous concrete on its upstream face 4.72 inches thick over-lying a layer of porous concrete, and protected by a surface layer of porous reinforced concrete 3.94 inches thick. (*Engineering News Record*, December 2, 1937). Another, the Genkel Valley Dam, Germany (*Bitumen*, December 1953) was completed in 1952. It is a rock fill structure 138 ft. high, with a deck composed

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of two layers of asphaltic concrete separated for drainage by a porous layer of asphalt bound gravel 4.74 inches thick. The outer layer of asphaltic concrete is 3.54 inches, placed in three layers, and the bottom course is 2.36 inches thick, placed in two layers.

In 1951, a test section of asphaltic concrete was placed, for experimental purposes, on the bank of Bonny Dam reservoir in Colorado by the Bureau of Reclamation to obtain information on its use as rip-rap in comparison with soil-cement. (*Civil Engineering*, June 1952). Later the Bureau of Reclamation used asphaltic concrete as rip-rap on the Glen Anne dam, an earth fill dam in southern California (*Western Construction*, September 1953).

Because of its particular characteristics, asphaltic concrete was considered as the most ideal material of which to construct the water tight deck for Montgomery Dam. Among these favorable characteristics may be listed its flexibility, durability and low cost.

It is known that asphaltic concrete is more flexible than Portland cement concrete at ordinary temperatures and it is expected that even at the low temperatures that will be experienced at this dam, it will be sufficiently flexible to follow, without serious cracking, the movements resulting from the settling of the dam.

Contributing to the low cost of asphaltic concrete as a deck material was the availability of an aggregate meeting the requirements of gradation and quality in the glacial moraine on the sides of the valley above the dam. All that was needed was the removal of the boulders and large material which constituted perhaps one-third of the volume, classification, and a minimum amount of crushing.

The experience in placing asphaltic concrete on Glen Anne dam and other instances of its use on slopes indicated that such a deck could be placed on Montgomery Dam at a lower cost than any other material. It was estimated that its cost would be perhaps no more than 50 % of the cost of any other type of equal quality, and while no contract proposals were requested for decks using other materials, the contract price for the asphaltic deck was within the preliminary estimate.

There is no adequate information available on the maintenance costs of such material used under such conditions. This matter was given very serious consideration. However, the reservoir will be emptied each spring and the deck will be exposed for examination and repair. The maintenance is expected to be confined to the repair of cracks should they develop and eventually some surface treatment to replace oxidized and volatile constituents.

In spite of these favourable characteristics there were a number of questions that had to be resolved before the final adoption of the material. Among these were watertightness, effect of freezing and wave action, behavior of the material on steep slopes at the temperatures expected to be encountered, and design requirements of the aggregate using various types of asphalt. Because of its experience with asphaltic concrete it was decided to request assistance from the Bureau of Reclamation and arrange to have the necessary studies and

experimental work undertaken by its Bituminous Laboratory, a section of the Division of Engineering Laboratories. This was agreeably worked out and work began on the studies during November, 1953, and continued through the spring of 1956 when the design was finally completed and the specifications prepared for the work. While the Bureau's laboratory carried out the experimental work it was not responsible for the analysis or interpretation of the results.

A complete analysis of the data obtained by the laboratory during this period cannot be presented in this discussion. The information supported the original assumptions as to the quality of the material and provided basic information that was used in the design.

The contract for the placing of the material was let in November 1956. Since the work could not be started until after the spring thaws in 1957, the intervening period was available for the contractor to work out a construction program including the use of available equipment as well as developing new devices that would be required to complete the deck in the relatively short period available during the summer season of 1957.

The aggregate used in the asphaltic concrete has the following characteristics :

Coarse aggregate, the fraction retained on a No 4 sieve, when tested in accordance with A. S. T. M. Specification C 131 had a percentage of wear of less than 40 % after 500 revolutions, and met the requirement of soundness of Section 10 of A. S. T. M. Specification C 33 with the exception that the loss in weight after five cycles of sodium sulphate was 15 %. It contained not more than 65 % and not less than 35 % by weight of pieces having two or more fractured surfaces. The aggregate passing the No 4 sieve and retained on the No 200 conformed to the requirements of A. S. T. M. Specification D-1 073. The filler was obtained from material passing the No 200 sieve and met the requirements of A. S. T. M. Specification D-242.

The gradation used is shown in the following tabulation.

Sieve designation square openings.	Per cent by weight passing	
	specified.	Job mix
1-1/2 inches	100	100
3/4 "	80-95	86.8
1/2 "	71-89	76.5
No 4	55-75	68.7
" 10	40-60	46.5
" 40	22-36	30.0
" 80	14-26	19.2
" 200	7-15	12.8

The amount of asphalt used in the design mix was 8.5 % of the combined weight of the dried aggregates and filler. It was specified to be a product of the refining of crude petroleum by either steam or

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

vacuum distillation, and no air-blown, catalythically-blown, solvent-extracted or cracked asphalt was permitted. The specifications follow:

All asphalt for use in the A. C. shall be uniform in character, shall not foam when heated to 350° and shall conform to the following specifications and requirements :

a. Penetration (tested per A. S. T. M. Specification D 5) :

i. At 77°, 100 g, 5 s : 50-60;
ii. At 32°, 200 g, 60 s, minimum : 12.

b. Ductility at 77°, 5 cm/mn (minimum) : 140 cm. (Tested per A. S. T. M. Specification D 113).

c. Flash point (Cleveland open cup) (minimum) : 450°. (Tested per A. S. T. M. Specification D 92).

e. Softening point (ring and ball method) (minimum) : 125°. (Tested per A. S. T. M. Specification D 36).

f. Spot test (per paragraph 3 of A. A. S. H. O. Specification T 102) : negative.

g. Results of tests made upon residues after thin-film oven heating, per test method No Calif. 337 A, January 3, 1956, of the Division of Highways, Department of Public Works, State of California, shall conform to the following as compared with like tests made on the identical material before such heating. Such method shall be considered to be a part hereof, provided that in lieu of the pertinent A. A. S. H. O. Specifications there shall be used the A. S. T. M. Specifications referred to above in this item plus A. S. T. M. Specifications D-6 and E-11.

	Per cent of result before heating
i. Penetration, at 77 deg., retained, minimum.....	65
ii » 32 deg., » » . . .	70
iii. Ductility, 77 deg., » »	80
iv. Increase in softening point, maximum.....	10
v. Loss in weight, maximum	0.3

The allowable tolerances of variations from the job-mix were :

Aggregate No 4 and larger (%).....	± 3.0
» » 10 (%)	± 2.0
» » 40 and smaller (%).....	± 1.5
Asphalt (%).....	± 0.2
Temperature of batch as discharged (°F).	± 10

The drying temperature of the aggregate was not permitted to exceed 375° F. Its temperature on entering the mixer did not exceed the temperature of the asphalt by more than 25° F but was never more than 350° F. The temperature limits of the hot asphalt were 250-350° F.

Because of the load of regular work under way by the Bibutimous Laboratory of the Bureau it was necessary to arrange for the work required for the design of the mix and certain check analyses to be done elsewhere. This was agreeably arranged with the Colorado Department of Highways in its Materials Laboratory. A field laboratory staffed by the consulting engineers was established at the site for the necessary routine testing and checking.

The specification for the density of the finished asphalt concrete follows :

> The total depth of all parts of each layer of A. C. shall be compacted to a density which at the minimum is ninety-seven (97) % of the laboratory standard density.
>
> The laboratory standard density, including that for any given job-mix, shall be the average density of not less than 6 specimens mixed, molded and compacted, by the double plunger method, in accordance with A. S. T. M. Specification D-1 074, except that, for test cylinders 4 inches in diameter and approximately 4 inches high, the maximum size of aggregate may be 1-1/2 inches. The molding temperature shall be between 290 and 300° F (in lieu of 255 ± 5° F).

The weight of the design mix was 146 lbs./cu. ft. Cores were taken as frequently as considered necessary to determine the thickness and density as each layer was placed. In general they were obtained from joints and from sections which were considered as below the average in quality. The total number of samples was 124. Of these, 23 % were found to have a density less than 97 % of the standard and 10 % were found with densities less than 95 %.

It was earlier pointed out that the original compaction of the 3/4 to 3 inch crushed rock on the face of the dam did not result in a surface firm enough to carry the equipment required for placing the first layer of asphaltic concrete. Provisions were made in the asphaltic concrete specifications for additional rolling and the application of a binder coat of hot asphalt. This resulted in a more stable base that would support trucks but would not support the heavy paving machine. Accordingly, it was necessary to modify the specified procedure. This was done by placing a layer of asphaltic concrete directly from trucks by backing down the slope with the end gates open. The spreading was accomplished by a heavy iron bar dragged by the trucks and by hand shovels and rakes. This initial layer was then rolled to the specified density. The result was a base from about one to three inches in thickness having a somewhat uneven surface, but strong enough to support the paver as the first regular layer was placed.

The deck above this base course was placed in three layers, the first about 4 inches, the second 3.5 inches, and the third between 3 and 3.5 inches in thickness. The total thickness of the three upper layers varies from 10.5 inches to 12.4 inches, with the thicker sections generally in the center where the dam is the highest. The thickness

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of the deck including the base course varies from 12 to 14 inches. The original specified thickness of the deck was 12 inches. As the asphalt was placed, the construction joints in a layer were off-set from those in all other layers. The joints along the adges of the strips were off-set about one-third the width of the strip, and horizontal joints were off-set from one to five feet.

The contractor's operations in the preparation of the aggregate included the collection and movement of the finer material from the

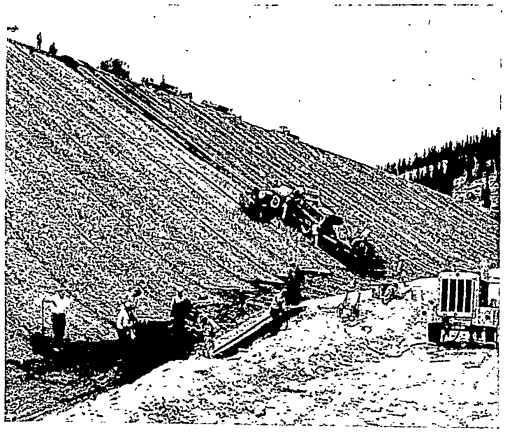


Fig. 5.

Placing and rolling asphaltic concrete.

Mise en place et roulage du béton asphaltique

open gravel pit by doziers to the crushing and screening plant. Here, the selected material passed through a 3-1/2 inch grizzly and then to the crushers and screens. About 15-20 % of the material was crushed in order to obtain the specified percentage of pieces with fractured surfaces. The screened material was then stock-piled in three sizes; 1-1/2 to 1/2 inches, 1/2 to that retained on a No 4 screen, and all passing a No 4 screen in the third.

The aggregate was delivered in proper proportions to a rotary drier before going to the asphalt mixer. The mixer was a Barber-Greene plant of 6 000 pound capacity and fully automatic. It was powered with electricity. LP-Gas was used as fuel.

Trucks having a capacity of six tons were used to haul the hot mix to the dam which was only about 1 200 ft. away. These trucks, as well as the paver and roller, were modified and reinforced where necessary in order that they might safely be let down the face of the dam on cables. As an added precaution, the left hand doors of the trucks were removed in order to provide for ready escape in cases of emergency. It may be of interest to mention that regardless of the hazardous nature of the work no serious injury was suffered by any of the personnel.

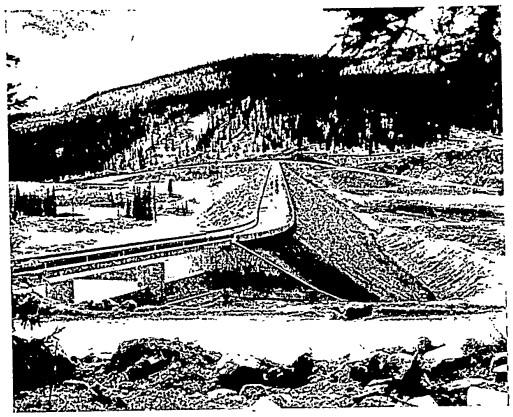


Fig 6

Completed dam showing spillway and upstream face.

Barrage terminé montrant le déversoir et la face amont.

The crest of the dam is only 20 ft. wide which made it impossible to turn the loaded trucks at the top of the dam, so they could be backed down the slope for delivering the hot mix to the paver. The contractor developed a turn-table that was moved along the crest of the dam as the work progressed, on which the trucks were driven and then turned so that the rear ends would face down the dam for lowering. The paver was also pulled up on the turn-table on reaching the top, to be moved along the dam before being lowered to the bottom for the next strip. The turn-table was equipped with d. c. motors and controls for the operation of the cables to the trucks and paver. Separate cables and controls were provided for independent operation of the equipment.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The paver was a standard 10-foot Barber-Greene unit modified with one foot extensions on each side to provide for a laying width of 12 ft. The usual laying width of each strip, however, was only about 11.5 ft., so as to over-ride the preceding strip in order to obtain dense material at the joint.

The rolling was done with a 3 000 pound Essick vibrating roller with a roller 54 inches in diameter. Rubber tired wheels were added to make it stable while being rolled down the slope, and a water tank was added to provide a water spray. The vibrations of the roller were 3 600/mn and it did an excellent job of compaction when towed at the proper speed. It was controlled by a cable from a caterpillar tractor on the top of the dam (*fig.* 5 and 6).

ACKNOWLEDGMENTS.

The operation of the water supply for the City of Colorado Springs is the responsibility of the Water Division of the Department of Public Utilities. R. D. Nixon is Director of Utilities, and J. S. Nichols is Superintendent of the Water Division.

Black and Veatch, Consulting Engineers, Kansas City, Missouri, were the engineers for the design and construction of the dam. Dr D. B. Gould, then with Colorado College, was employed by Black and Veatch as consulting geologist. Black and Veatch also employed F. W. Scheidenhelm, Consulting Engineer, New York City, as their consultant on the design and construction of the dam.

The pre-construction testing of the asphaltic concrete was carried out in the Bituminous Laboratory of the Division of Engineering Laboratories of the Bureau of Reclamation in Denver, Colorado, under the direction of the Assistant Commissioner and Chief Engineer, L. N. Mc Clellan. Walter H. Price is the Chief of the Division of Engineering Laboratories. L. M. Ellsperman is Head of the Bituminous Laboratory.

E. G. Swanson is Staff Materials Engineer of the Colorado Department of Highways, under whose direction the design mix for the deck was prepared and the required check analyses were carried out.

The Asphalt Institute, as represented by all of their personnel with whom the work was discussed, was of material assistance in the planning, preparation of specifications and execution of the work.

The contractor for the rock fill was Fisher Contracting Company, Phœnix, Arizona. The grouting was sub-contracted by them to Continental Drilling Co, Los Angeles, California. The contractor for the construction of the asphaltic concrete deck was San Ore Construction Co, Mc Pherson, Kansas.

SUMMARY.

Montgomery Dam, located on the Middle Fork of the South Platte River, about five miles upstream from Alma, Colorado, was completed in October, 1957, after four seasons of construction. It is a unit in the water supply works constructed by Colorado Springs, Colorado to make available water from Blue River on the western slope of the Continental Divide.

It has the distinction of being located at an elevation higher than any other large dam in the United States. The elevation of the spillway is 10 861 ft. above sea level. Of more interest, however, is the type of construction. It is a rock-fill structure with a water tight membrane or deck constructed of asphaltic concrete on the upstream face.

The dam as constructed is 1 850 ft. long, with a maximum height of 113 ft. above the foundation rock. It provides storage for 5 100 acre feet of water in a small reservoir having an area of about 95 acres. Provisions have been made in the design for raising the dam at some future time an additional 17 ft. to provide for storage of 9 800 acre feet. All features of the dam, including the outlet and control works, but not the spillway were designed and constructed with this future addition in view. The ease with which the future enlargement could be made to the presently constructed structure was one of the reasons for the type of construction used in the design.

The crest of the dam is 20 ft. wide and the slopes of the upstream and downstream faces are 1.7 to 1 and 1.4 to 1 respectively. The base rests on igneous and metamorphic rocks containing numerous seams and fissures. A grout curtain was developed along the heel of the dam under a cut-off wall of Portland cement concrete that extends about eight feet into solid rock. The deeper holes for the grouting operation extended 150 ft. into bed rock. Other holes at lesser depth to a minimum of 50 ft., completed the drilling pattern. In general, the holes are 8 ft. apart; but in some cases, the spacing is limited to 4 ft. Grouting pressures of 200 psi were used in the deeper sections of the holes and 35-50 psi, or as high as could be safely used were applied directly below the cut-off wall.

The use of asphaltic concrete as a water tight deck on the upstream face of the dam represents an innovation. In the past such decks have been constructed of timber, concrete or steel. A deck of comparable quality constructed of these materials was considered more expensive and less satisfactory than one of asphaltic concrete. Asphaltic concrete is a relatively low cost material that will provide a durable, flexible, water tight deck. It was selected for the installation after exhaustive laboratory testing and study that extended over a period of more than two years. The deck is 12 inches thick and weighs 146 pounds per cubic foot. Ideal aggregate material was obtainable at the site.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

RÉSUMÉ.

Montgomery dam (le barrage Montgomery) est situé sur la fourchette du milieu de la rivière, appelée « South Platte River » à environ 5 milles à l'amont de l'endroit appelé Alma, Colorado, et fut complété au mois d'octobre de 1937 après quatre saisons de construction. C'est un des travaux d'adduction d'eau de la ville de Colorado Springs, Colorado, ayant pour but l'aménagement du « Bleu River » (fleuve bleu) sur la pente Ouest du « Continental Divide » (ligne de partage des eaux continentale).

Le Montgomery dam se distingue en ce qu'il est situé à une altitude supérieure à celle de n'importe quel autre barrage des États-Unis, l'élévation du déversoir étant à 10 861 pieds au-dessus du niveau de la mer; mais le plus important est le type de construction de ce barrage, une structure en enrochements, pourvue d'une membrane ou pont étanche de béton asphaltique à l'amont.

Ce barrage est d'une longueur de 1 850 pieds; la hauteur maximum est de 113 pieds au-dessus du rocher de fondation. Il assure un emmagasignage de 5 100 acre-pieds d'eau dans un petit réservoir qui possède une étendue d'à peu près 95 arpents. Le projet comprend la prévision de surélévation ultérieure du barrage (47 pieds) de plus dans l'avenir, de façon que le réservoir puisse emmagasiner 9 800 pieds arpents. Tous les linéaments du barrage, y compris le passage et les contrôles, mais pas le déversoir furent projetés et construits en vue de cette surélévation future. La facilité avec laquelle ce futur développement pouvait être prévu dans la construction présente fut l'une des raisons pour laquelle on adopta le type de construction du projet rapporté ici.

La crête du barrage a une largeur de 20 pieds et le fruit amont et aval est, respectivement, de 1,7 à 1 et 1.4 à 1. La base repose sur des roches ignées et métarmorphiques qui contiennent quantité de trous et de fissures. Un rideau d'injection fut appliqué le long du pied du barrage sous le parafouille qui s'enfonce d'environ 8 pieds dans les roches solides. Les trous d'injection les plus profonds atteignent 150 pieds dans la couche rocheuse. D'autres trous moins profonds, à un minimum de 50 pieds, complètent l'opération de forage. Généralement les trous d'injection sont disposés à une distance de 8 pieds les uns des autres, cependant en quelques cas l espacement est limité à une distance de 4 pieds. Des pressions de 200 livres pour pouce carré (psi) furent employées pour les trous les plus profonds, et 35 à 50 psi, ou des pressions aussi élevées que le permettait la sécurité, furent appliquées directement au-dessous du parafouille.

L'utilisation de béton asphaltique comme revêtement étanche à l'amont du barrage représente une innovation. Auparavant ces revêtements étaient construits en bois, en béton ou en acier. Un revêtement de qualité comparable, construit avec l'un de ces matériaux est considéré plus coûteux et moins satisfaisant qu'un revêtement de béton asphaltique. Le béton asphaltique est un materiau relativement bon marché assurant un revêtement durable, flexible et étanche. On l'a choisi après de nombreuses expériences en laboratoires et des recherches qui se sont étendues sur plus de deux années. Le revêtement a une épaisseur de 12 pouces et pese 146 livres pied cube. Le matériau agrégat idéal a été trouvé sur place.

Extrait du *Sixteme Congrès des Grands Barrages*.
New York. 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 93

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

W. R. WAUGH
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

EXPERIENCE IN CONTROLLING TEMPERATURES AND CRACKING IN MASS CONCRETE DAMS (*).

WILLIAM R. WAUGH,

Chief, Concrete Branch Engineering Division,
Civil Works Office, Chief of Engineers U. S. Army Corps
of Engineers Washington, D. C.

INTRODUCTION.

One of the vexing problems which plagues designers and builders of mass concrete dams is the problem of cracking which occurs as a result of temperature changes. A great deal of study has been given to the problem and considerable progress has been made in controlling temperatures and thus minimizing cracking but it would be improper to say that the problem has been completely solved.

The importance and complexity of the problem of controlling temperatures in mass concrete dams was magnified as mass concrete dams increased in size. The problem was further complicated by a natural increase in speed of construction as contractors developed equipment and processes to cope with the problems of constructing the larger dams.

A great deal of interest was generated in the problem of temperatures

(*) *Expérience pratique concernant le contrôle de la température et la fissuration dans les barrages en béton massif.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

in large dams by the work of the Bureau of Reclamation for Boulder Dam. The problem, however, is not confined to structures of the magnitude of Boulder Dam but even persists in structures of relatively much smaller proportions.

The cracks which are of greatest concern are the vertical cracks parallel to the axis which if extensive enough can interrupt the continuity of a dam and materially influence its structural integrity. Such cracks usually result from temperature changes which occur during construction and are evident on the exposed bulkhead faces and across the tops of monoliths. Initially such cracks may appear to be superficial or surface cracks of only shallow depth. Measurements of the depths of such cracks made soon after initial detection have encouraged what is believed to be an erroneous conclusion that such cracks do not completely dissect a monolith and therefore should be of no concern from a structural standpoint. Initially such cracks may only penetrate to a depth of a few feet but subsequent temperature changes and the influence of load may cause a crack to extend so that it eventually passes completely through a monolith from the foundation to the downstream face. For many years there was much speculation concerning this phenomenon and those who have attempted to discount the importance of control of cracking have contended that no such extension of cracks could or would occur. Until recent years no systematic exploration was undertaken for the purpose of positively determining the extent of such cracks; however, a detailed exploratory examination was undertaken of a concrete gravity dam by drilling NX core holes (3-inch diameter), and by photographing the interioir of the holes with a borehole camera [1] (1) to supplement the evidence obtained from the drilling operations. The exploration proved conclusively that cracks do sometimes extend laterally completely through a monolith from contraction joint to contraction joint and vertically from near the foundation to near the downstream face.

Cracks which may unfavorably influence structural integrity are of greatest concern; however, cracks which influence water tightness, durability and appearance are also objectionable. Vertical cracks normal to the axis of a dam and horizontal cracks both of which sometimes occur on upstream and downstream faces of dams cause leakage may adversely affect durability in severe climates and detract materially from the appearance of a dam.

THE TEMPERATURE CONTROL PROBLEM.

The nature of the problem of temperature changes in a mass concrete dam and the manner in which these changes influence cracking have been rather thoroughly discussed in the literature [2], [3], [4], [5]. The

(1) Raised numbers refer to similarly numbered references at the end of this paper.

problem arises out of the fact that considerable heat is generated due to the setting of the cement with a resulting temperature rise initially as some of the heat is stored. Eventually a condition is reached where the rate at which heat is being generated is equal to the rate at which it is being lost and the concrete is said to have reached its maximum temperature. Afterward, the concrete begins to lose heat and eventually reaches its final stable temperature. The interior temperatures then remain virtually stationary at or near the mean annual temperature modified of course by the effect of the reservoir water temperature and solar radiation. The exposed portions then vary in temperature thru daily and annual cycles which follow the daily and annual atmospheric temperature cycles.

Thus, we have three fairly well defined points in the temperature cycle thru which the concrete in a dam goes. They are : *a.* the initial or " placing " temperature; *b.* the maximum temperature and *c.* the final stable temperature. The first two of these can be controlled somewhat but the last is obviously beyond control.

While the magnitude and range of the temperature cycle has an important bearing on the over-all problem, any attempt to express the temperature problem solely in terms of the three points in the general temperature cycle will inevitably lead to over-simplification and to error in properly evaluating the difficulty of the problem. Climatic conditions and construction schedules, separately or together, sometime contribute to adverse temperature variations at and near temporarily or permanently exposed concrete surfaces and must be considered in establishing an adequate temperature control program.

FACTORS INFLUENCING TEMPERATURE CHANGES.

The factors which have the greatest influence may be summarized as follows :

1. Type of Cement.
2. Quantity of Cement.
3. Construction Program and Procedures.
4. Artificial Treatments.
5. Thermal Properties.
6. Climatic Conditions.

The first four of these are subject to regulation within limits and thru such regulation provide the means for control of temperatures. The heat generating characteristics and amount of cement used have a very great influence on the magnitude of the temperature changes which occur.

The construction program and procedures influence to a marked degree the problem of temperature control. Thru proper planning and regulation of the construction program, circumstances which are

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

conducive to cracking can be largely avoided. The ideal construction program as far as temperature control is concerned is one in which : *a.* all the monoliths of a dam are brought up uniformly, with the successive lifts in each monolith cast at regular intervals; *b.* the intervals between casting of successive lifts are kept at the optimum for the type of control utilized and *c.* the difference in elevation between adjacent

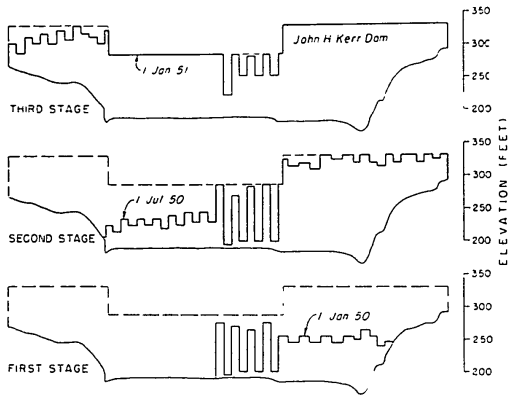


Fig. 1.

Typical construction progress with river diversion (three stages)

Évolution typique de la construction d'un barrage en trois phases avec dérivation d'une rivière.

John H. Kerr dam = *Barrage John H. Kerr.*
First stage = *Première phase*
Second stage = *Deuxième phase.*
Third stage = *Troisième phase.*
Elevation (feet) = *Élévation (pieds).*
1 Juanary 1950 = 1er *janvier* 1950.
1 July 1950 = 1er *juillet* 1950.
1 Juanary 1951 = 1er *janvier* 1951.

monoliths is kept at a practical minimum. This ideal is rarely approached because usually for practical reasons the work has to be prosecuted in stages wherein provisions are made for diversion of the stream. This results in interruptions in the work in some monoliths while work in other monoliths is being prosecuted (*fig.* 1). Some monoliths are left low over which the stream is temporarily diverted while adjacent monoliths are carried up to heights considerably above the level of the

low diversion blocks. The resulting high bulkhead faces if exposed during extremely cold weather will almost invariably crack. The top surfaces of monoliths in which the progress of the work is interrupted for a long period of time are also vulnerable to cracking under such circumstances. The ideal in construction programming is most nearly approached when the stream can be completely diverted from its normal course by use of a diversion tunnel and the entire area of the dam thus made available for prosecution of the work (*fig.* 2).

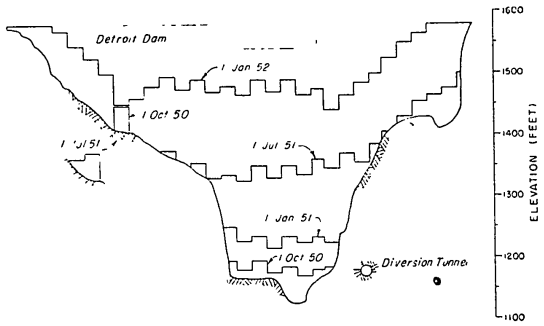


Fig. 2.

Typical construction progress with tunnel diversion.

Évolution typique de la construction d'un barrage avec galerie de dérivation provisoire.

Detroit dam = *Barrage de Détroit.*
Diversion tunnel = *Galerie de dérivation provisoire.*
Elevation (feet) = *Élévation (pieds).*
1 October 1950 = 1er *octobre* 1950.
1 Juanary 1951 = 1er *janvier* 1951.
1 July 1951 = 1er *juillet* 1951
1 Juanary 1952 = 1er *janvier* 1952.

Other construction procedures such as thickness of lift and the time interval between casting of successive lifts (exposure time) influence the amount of heat dissipated which in turn determines the magnitude of the temperature changes. The thickness of lifts can be rigidly controlled and the exposure time between lifts can be controlled within limits subject to the practical limitations imposed by such things as stream diversion and construction plant capacity. However, when concrete is being placed at initial temperatures of 50° F or less during periods of high ambient temperature, lift thickness has little influence

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

on maximum concrete temperatures, and lift thickness limits may be dictated by construction plant capacities and capabilities, and the problem of placing at the sloping downstream face of a dam.

Temperature changes can be and are influenced by the use of artificial devices. One of the first such temperature control means used was artificial (or forced) cooling wherein a coolant was circulated through pipes embedded in the concrete. This method has been prominently utilized by the Bureau of Reclamation and to a less extent by the Tennessee Valley Authority (T. V. A.), but only limited use has been made by the Corps of Engineers. In its earliest application the method was used primarily for the purpose of cooling a dam to its final stable temperature so that joints could be grouted. Later the idea was extended, notably by T V. A at Fontana Dam [7] to include as a primary objective the control of temperature rise.

A second control device extensively utilized is refrigeration, either in conjunction with forced cooling as previously described, or in cooling one or more of the ingredients of the concrete mix so as to lower the placing temperature, thus reducing the maximum temperature and the drop in temperature from maximum to final conditions. In a number of instances where refrigeration has been a primary control measure it has been supplemented by forced cooling in critical zones within the structure.

Another artificial device which can influence temperature changes is insulation. It has been used in the protection of freshly placed concrete against freezing for many years but only within relatively recent years has insulation been utilized extensively as a temperature control device in prevention of cracking. Its primary application is in protection of surfaces which would otherwise be subjected to sharp and severe drops in temperature

Thermal properties of the concrete also influence both the magnitude and rate of heat loss and temperature changes, however, the thermal properties of the concrete for all intents and purposes are not subject to control. They are largely determined by the thermal properties of the aggregates and the aggregates used in a structure are largely fixed by availability of suitable materials and economic considerations. In any event the range in thermal properties encountered in practice do not materially influence the control of temperatures except in extreme cases.

FUNDAMENTAL CAUSE OF TEMPERATURE CRACKING.

The fundamental cause of temperature cracking is restraint. Two prominent restraint situations are common in mass concrete dams. One of these results when differences in temperature occur in a dam. The particular situation which causes cracking occurs when exposed portions of a dam are severely cooled when subjected to low ambient temperatures while the adjacent interior portions are at relatively

high temperatures. The warm interior concrete restrains the cool exterior concrete from contracting freely and when tensile stress in excess of tensile strength develops, a crack occurs.

The other prominent restraint situation occurs when concrete is cast on a relatively rigid rock foundation or on relatively rigid old concrete which has cooled. As the temperature of concrete rises it is restrained from freely expanding by the rock or old concrete and tends to develop compressive stresses. Measurements of structural behavior of mass concrete dams [6] have indicated however that very little compressive stress develops as a result of the initial rise in temperature because of low modulus of elasticity and the relatively large amount of creep which occurs. So a relatively minor decline in temperature relieves the small compressive stress and all further declines in temperature against the restraining influence of the foundation sets up tensile stresses.

It is of interest to speculate that there is a distinct possibility that cracks first caused on bulkhead faces by restraint due to sharp differences in temperature between interior and exterior portions of a monolith may be extended entirely thru a monolith by subsequent effects of foundation restraint. Conversely a considerable drop in temperature can occur, over an extended period of time (a matter of years), against foundation restraint without causing a crack [3].

CONTROL OF TEMPERATURE CRACKING-BASIC OBJECTIVES.

Simply stated, the basic objectives in control of temperatures to eliminate or minimize cracking are :

a. Keep the general cycle of temperature change in the structure as small as practicable.

b. Keep the differences in temperature which prevail at any given time in the structure as small as practicable.

In the light of the discussion of restraint and the circumstances which cause cracks to develop it can be seen that the first objective is of primary importance in the base of a dam where foundation restraint is effective. Assuming that foundation restraint is as much as 50 % up to a height above the foundation equal to 15 % [7] of the base width then about 30 % of the total concrete in a gravity dam of typical section not divided by longitudinal joints is subject to potential development of appreciable tensile stress as the temperature of the concrete declines from maximum to final stable. To keep this decline small the temperature rise due to cement hydration must be small and the placing temperature low. Under a given set of circumstances these are not difficult to accomplish in cold weather; in warm or hot weather they both become somewhat more of a problem.

The degree to which the second objective can be accomplished depends

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

a great deal on construction programming, climatic conditions and the utilization of artificial treatments to modify the changes which would otherwise occur as a result of climatic influences. The second objective is more difficult to plan for and accomplish than the first and in recent experience it is believed that cracks have occurred more as a result of failure to effectively cope with this problem than from the influence of foundation restraint.

HISTORY OF DEVELOPMENTS.

The history of developments in control of temperatures and consequently control of cracking due to temperature changes in mass concrete dams is somewhat obscure prior to 1930. There may be evidence, however, in the limited available information [4] on two dams of note (Arrowrock and Elephant Butte) built by Bureau of Reclamation between 1912 and 1916 to indicate that the temperature problem in mass concrete dams was given some consideration. In both of these dams a so-called sand-cement was used. As a result the actual amount of portland cement per yard of interior concrete in each dam was only slightly more than two bags (2) (188 pounds). Otherwise, however, there is no evidence that any other measures were taken specifically to control temperatures. These two dams are believed exceptional for this period and for the most part it appears that no specific attention was given to control of temperatures. During this period the dams constructed were relatively small. Arrowrock and Elephant Butte at 349 and 290 ft. heights respectively, were exceptions.

Beginning about 1930 interest in the temperature control problem was intensified by the work done in connection with design and construction of Boulder Dam. Much of this work centered on investigations aimed at development of portland cements having favorable characteristics for use in mass concrete. About this time low-heat cement was used in Morris Dam (Pine Canyon [4]) in California. This was the first known use of a special cement in a mass concrete dam in this country, although it is known that limited use of a blend of slag and portland cements had been made prior to this time in some relatively small dams. Use of these blends, however, was solely for economic reasons. The cement investigations for Boulder Dam and sbsequent cement investigations influenced to a very great degree the development of two types of portland cement having characteristics which make them particularly suitable for use in mass concrete. These are commonly called moderate heat and low heat cement respectively and in current United States specifications for portland cement are identified as types II and IV.

Concurrent with the interest in development of special cements for mass concrete interest was generated and much progress made on

(2) One bag contains 94 pounds of cement.

development of analytical methods of predicting temperature changes in mass concrete [4]. Here again the work of the Bureau of Reclamation n Boulder Dam played an important part in the interest in the problemo and progress made. Consequently, a great deal of work on analysis of temperature changes and the influence of various factors on temperature changes in mass concrete was undertaken; and the magnitude of the problem and the rational possibilities of solution of the problem were brought into better focus. Interest was also generated in measuring temperatures in structures as a means of adding to the knowledge of temperature changes which occur and for purposes of comparing the actual with the predicted temperature.

Along with all of the developments there has always been a need for analytical means of predicting what stresses will occur in a dam due to temperature effects. In 1938, Carlson [5] said " For design purposes it would be desirable to have a method of predicting the stresses that would be likely to occur in a structure due to temperature effects as well as to load. Although a considerable amount of progress is being made in this direction, the time has not yet arrived for the presentation of a rigid method of predicting thermal stresses. Such stresses are affected by so many factors that even if all the necessary information were available, the thorough analysis of stresses would be too involved to be practical ". Unfortunately, the situation has not materially changed since these statements were made. There are still not available any practical analytical methods for estimating stresses in a dam due to temperature effects. Analytical methods of predicting the temperature changes which will occur in a dam also have definite limitations because of the multiplicity of variables involved and because data on concrete and cement properties needed for analytical studies cannot usually be precisely established.

In spite of deficiencies and limitations inherent in the available analytical methods for predicting temperature changes and temperature stresses a great deal of the progress which has been made in solving temperature control problems has been the direct result of such studies. Nevertheless, it is a fact that in the final analysis the methods which have been developed for control of temperatures are largely empirical in origin and reflect to a great degree engineering judgement based on observation and analysis of field experiences. The practical aspects of what can be economically justified have also influenced the history of developments in temperature control. Progress has therefore been largely evolutionary wherein new concepts have been adopted slowly and with considerable caution and nearly always as a result of direct experience rather than as a result of analytical studies.

EVOLUTION OF CORPS OF ENGINEERS PRACTICES.

The control procedures which are now in use by the Corps of Engineers are the result of the type of evolutionary development referred

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

to above. During the period 1933-1940 the Corps constructed among other works five relatively large mass concrete dams. They ranged in height from 150 ft. for John Martin Dam to 235 ft. for Conchas Dam; and in volume of concrete involved from 337 000 cu. yds for Mahoning Creek Dam to 1 100 000 cu. yds for Tygart Dam. In general the temperature control procedures consisted only of use of moderate heat portland cement (about the equivalent of present day type II), limiting lift thicknesses to 5 ft. with a required minimum time between casting of successive lifts of either 3 days or 5 days and the use of the lowest cement factor then practicable, about 3.5 bags (329 pounds) per cubic yard, for interior concrete.

These practices were not materially different from those followed by T. V. A. and others during this same period for dams of comparable size. Also the experience with respect to frequency of occurrence, size and extent of cracking was about parallel to that of T. V. A. and others. In essence frequent, extensive and sometimes rather large cracks occurred on bulkhead faces and tops of lifts exposed for extended periods during fall and winter months. Also both generally vertical and generally horizontal cracking on upstream and downstream faces was frequent and extensive. The extent to which foundation restraint contributed to the start or extension of cracks on bulkhead faces in these dams is not determinable but it is estimated that the average temperature drop in the concrete in the first few lifts above foundation rock placed in summer in these structures may have ranged from 50 to 60° F which must be characterized as unfavorable even though the decline took place over periods of several years. The experiences during this period indicated that the control procedures utilized were not very effective in eliminating or minimizing cracking.

In the period 1940 to 1946 (World War II) only work of urgent priority on projects contributing to the defense effort was undertaken. Following World War II work on design and construction of dams was immediately accelerated and since that time the Corps of Engineers has completed in addition to other navigation and flood protection works, eighteen major mass concrete dams ranging in height from about 145 ft. for John H. Kerr Dam to 440 and 460 ft. respectively for Pine Flat and Detroit dams. A total of nearly 18 million cu. yds of concrete was placed in the 18 dams ranging from about 300 000 cu. yds, in Narrows Dam to 2 150 000 cu. yds in Pine Flat Dam. The volume of concrete in each of 6 of the 18 dams is more than 1 000 000 cu. yds.

In the light of previous experience and with the program described above in prospect it naturally followed that the problem of control of temperature to eliminate or at least minimize cracking was given major consideration in planning for these dams. Soon after the resumption of work in the immediate post World War II period the use of entrained air in all Corps of Engineers concrete was instituted. As an immediate result it was possible to effect substantial reductions in the amount of cement used with a consequent major benefit to control of temperatures. The full potential of entrained air in reducing the

amount of cement required however was not realized initially in a number of instances because aggregates, particularly fine aggregates, were not as well or uniformly graded as they should have been.

The next important step therefore in improving on methods of temperature control procedures was to develop improved grading and uniformity of grading requirements for fine aggregate. This was essential to uniform and sustained use of the lowest practical cement factors in interior concrete where from experience it had been amply demonstrated that lean mass concrete mixes are extremely sensitive to variations in amount and grading of fine aggregate, and is also important in uniform control of air content which is an absolute necessity if required workability is to be maintained in very lean mass concrete.

The combined benefits from use of entrained air and fine aggregate of proper and uniform grading have made it possible to reduce cement factors for interior concrete by more than 25 %. Prior to use of entrained air and fine aggregate having optimum grading characteristics for lean mass concrete, cement factors for concrete made with manufactured coarse and fine aggregate averaged about 3.5 bags/cu. yd, and for concrete made with natural and fine aggregate cement factors generally averaged about 3.25 bags/cu. yd. Currently the cement factor for interior concrete made with all manufactered aggregate is 2.5 bags/yd or slightly less; and for all natural aggregate the cement factor is usually 2.25 bags/cu. yd. Carlson [5] has stated, " The effect of lower cement content on temperature rise is similar to that of substituting a lower-heat cement. Both heat of hydration and heat loss in mass concrete are almost exactly proportional to cement content under ordinary conditions. Therefore, a given percentage reduction in cement content will produce nearly the same percentage reduction in temperature rise ". It is evident therefore that to achieve a reduction of 25 % in cement content is a major benefit to the control of temperatures in mass concrete dams. In terms of temperature rise for concrete made with average Type II portland cement and having average thermal properties a reduction in cement from 3.5 to 2.5 bags/cu. yd means a reduction in adiabatic temperature rise of about 12° F at 28 days.

In seeking further means of controlling temperatures in mass concrete dams the idea of precooling the ingredients to lower the placing temperature was investigated and improved on as experience with the method was gained. The first known uses of this idea were by the T. V. A. at Hiwassee Dam [8] in 1938, and by Bureau of Reclamation at Friant Dam [9] in 1940. At Hiwassee the placing temperature in the summer months was reduced from about 78° F to about 72° F by use of refrigerated mixing water. At Friant Dam refrigerated mixing water containing slush ice reduced the placing temperature of the concrete to 70° F in summer. In neither of these cases was there enough reduction in placing temperature to have been of major benefit as a temperature control measure.

In the development stages of use of precooling by the Corps of Engineers there were uncertainties as to cost and there was no expe-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE 1

Temperature control requirements and results

Project	Specified lift thickness: on Rock and old concrete (feet)	Specified lift thickness: other locations (feet)	Lift exposure: minimum specified (days)	Lift exposure: typical actual (days)	Cement factor for interior concrete (c)	Cement type	Concrete placing temperature range: specified (° F)	Concrete placing temperature range: actual (d) (° F)	Max temp of concrete placed during: summer (° F)	Max temp of concrete placed during: winter (° F)
Clark Hill	5	5	5	15	4.0	II	50–70	50–65	70	55
Bull Shoals	5	5	5 (e)	15	4.0	Blend (f)	50–65	50–65	65 (g)	55
Hardon County	5	5	5	8	4.0	Blend	50–65	50–65	65 (g)	55
John H. Kerr	5	5	5	8	4.0	II (h)	50–65	50–65	65	55
Chief Joseph	5	5	5	8	4.0	Blend	50–65	50–65	65	55
Detroit	5	5	5	8	4.0	II	50–70	50–70	70	55
Pine Flat	5 (i)	5	5	8	4.0	II & IA	50–70	50–70	70	55
Table Rock	5	5	(j)	8	4.0	II	50–70	50–70	70	55
	5	5	(j)	8	4.0	Blend	50–70	50–70	70	55

(a) Cement factor for exterior concrete 4.0 bags per cu yd.
(b) Range for more than 95% of concrete placed in the structure.
(c) Portland type II and natural sand in approximately 1-1-4 proportions.
(d) Estimated.
(e) Reduced to 3 days for 5- to 7-foot lifts placed at 50° F initial temperature.
(f) ASTM designation for portland cement type III modified by adding 35% low heat
(g) Placement of mass concrete stopped during winter months.
(h) Five foot lifts where forced cooling was utilized.
(i) Minimum not specified. Maximum limited to 10 days unless insulated.
(j) With forced cooling. Estimated maximum without forced cooling 10 to 15 days.

rience in cooling the ingredients in the mix except water. Consequently the limits initially established in specifications as the maximum allowable placing temperature were influenced materially by what was considered the practical limits to which precooling could be accomplished. Typical of the requirements initially was the maximum allowable placing temperature of 65° F set for Bull Shoals Dam started in 1948 and the 62° F maximum set for John H. Kerr (Buggs Island) which was started in 1949 (table 1). It soon became evident that precooling to temperatures well below those initially specified would be entirely practical by using refrigerated mixing water and ice; and by cooling the aggregates. Economical methods for cooling aggregates were soon developed and it became feasible for subsequent dams to reduce placing temperatures to 50° F and below during periods of high ambient temperature in the summer months.

TABLE 2

Typical mass concrete temperatures.

Project	Date constructed	Constructed by	Temperature at placement summer conditions (° F)	Maximum interior temperature (° F)	Mean annual air temperature (° F)	Estimated temperature drop from maximum to final stable condition (° F)
Owyhee (b)	1928–1932	U. S. Bur Rec	78 (a)	125	50	73
Boulder (b)	1933–1935	U. S. Bur Rec	85	191	72	69
Norris (c)	1934–1936	TVA	88	120	58	64
Hiwassee (d)	1938–1940	TVA	78	119	58	54
Fontana (e)	1944–1944	TVA	77	168	57	91
Detroit	1950–1953	Corps of Engineers	50	88	49	39
Pine Flat	1950–1954	Corps of Engineers	50	97	60	55
Table Rock	1955–1957	Corps of Engineers	49	90	57	33

(a) Data not available. Estimate from ambient air temperature in that locality
(b) Information from reference 4 in the list at the end of this paper
(c) Reference 6.
(d) Reference 11.
(e) Reference 12.

The ability to regulate temperature changes in a mass concrete dam by controlling placing temperatures in the range of 45 to 50° F the year round ranks as a major improvement equal in importance to the benefits derived from reducing cement factors by the combined use of entrained air and properly graded fine aggregate. Whereas in summer, placing temperatures formerly ranged from 75 to 85° F and maximum interior temperatures reached 110 to 125° F and higher, with placing temperatures reduced to about 50° F maximum temperatures rarely

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

exceed 95° F. Mean annual temperatures usually are in the range of 55 to 60° F which means that average drop in temperature from maximum to final stable is reduced from the range 50 to 70° F to the range 35 to 40° F. The combined influence of the use of entrained air, properly graded sand and precooling is best demonstrated by a comparison of experiences on some earlier projects with the experience on some recent projects (Table 2).

The most recently adopted temperature control measure is the use of

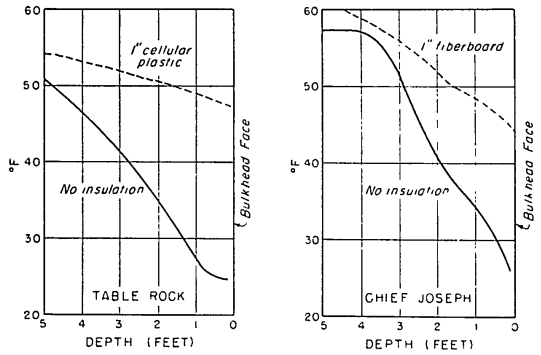


Fig. 3.

Effect of insulation on concrete temperatures near bulkhead face during winter exposure.

Influence de l'isolation sur la température du béton près des faces monolithiques, au cours de l'hiver.

Cellular plastic = *Plastique cellulaire.*
Fiberboard = *Carton-fibre.*
No insulation = *Sans isolation*
Bulkhead face = *Côté monolithique.*
Depth (feet) = *Profondeur (pieds).*

insulation to protect surfaces which for reasons of construction expediency would otherwise be exposed to very low ambient temperatures during winter months. High bulkhead faces on monoliths adjacent to monoliths left low for stream diversion are one of the prominent situations where the use of insulation is essential if the occurrence of cracks is to be avoided. The tops of lifts in monoliths where regular casting is interrupted for construction reasons during winter months is another situation where insulation is utilized. The influence of insulation on temperature is illustrated in figure 3.

PRESENT PRACTICE SUMMARIZED.

The present practice of the Corps of Engineers for control of temperatures to eliminate or minimize cracking in mass concrete dams may be summarized as follows :

a. Cement type. Type II portland; or a blend of type II portland and either natural or slag cement; or type II portland and a suitable pozzolan; or type I. S. M. II. portland blast-furnace slag cement is utilized. The applicable limits on heat of hydration of type II portland cement and type I. S. M. II. portland blast-furnace slag cement apply.

b. Cement Content. Lowest practicable cement factors are utilized. Cement Factors of 2.25 to 2.50 bags/cu yd are usual for interior concrete; higher cement factors (about 3.0 bags/cu. yd) are used in the outer 5 to 8 ft. at the upstream and downstream faces.

c. Placing temperature. - Maximum allowable placing temperature is fixed at 50° F.

d. Insulation. — Surfaces to be exposed for long periods (usually 15 days or longer) during winter are required to be protected by indulation.

e. Construction Procedures. -- Lift thicknesses of 5 or 7.5 ft. are utilized. A maximum allowable exposuretime (usually 12 to 15 dayse is set rather than a minimum exposure. This is designed to insur) that casting of successive layers (or lifts) in a monolith will proceed at a regular and uninterrupted rate. Difference in height between adjacent monoliths is limited to three lifts (15 or 22.5 ft. as the case may be) except where greater differences are necessary as a construction expedient.

f. Related Factors. — Three important factors contribute materially to the overall control program by making it possible to utilize the extremely low cement factors in the interior concrete. They are : *a.* properly and uniformly graded aggregate, particularly fine aggregate; *b.* entrained air and *c.* use of heavy duty internal vibrators to compact or consolidate the concrete.

COMPARISON WITH OTHER PROCEDURES.

Fundamentally all approaches to the control of temperatures include practices which are more or less basic to the problem. These include the use of lowest practical cement factors, the use of cement of favorable heat generating characteristics and the regulation of construction procedures. In the use of refrigeration, however there is a matter

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of fundamental difference between the practice of the Corps of Engineers and that of some other agencies. In the Corps' practice the major use of refrigeration is largely limited to lowering the original (or placing) temperature of the concrete as a means of significantly reducing the maximum temperature experienced in a structure. Other agencies, notably the Bureau of Reclamation and to a limited extent the T. V. A., have utilized refrigeration to remove heat from the structure by forced or artificial cooling. Because of this fundamental difference in utilization of refrigeration it is of interest to asses the advantages and disadvantages of the two methods.

The principal advantages of precooling are ease and positiveness of field application and control and low cost. The greatest disadvantage of precooling is that regulation of the temperature cycle is limited to control over the maximum temperature attained

The advantages of forced cooling (at least theoretically) are its flexibility of application and its control over the entire temperature cycle. The latter when fully effective would obviously be of particular value in regulating interior temperatures so that the large differences in temperature between interior and exposed portions of a dam are avoided. The principal disadvantages of forced cooling are its complicated and difficult application and control under field conditions and its high cost.

EXPERIENCE ON RECENT PROJECTS.

The 18 dams constructed by the Corps of Engineers since World War II are widely dispersed geographically and climatically throughout the United States. Eight of these from which measured temperatures are available represent reasonably well the group with regard to control procedures and experience. Table 1 summarizes the specified control procedures and the actual experience on these jobs in achieving the controls intended. The influence of the use of low cement factors (interior concrete) and the use of low placing temperatures is reflected in the relatively low maximum temperatures which occurred in these structures. Also it will be noted that as a result of early experience with precooling it became evident that it would be practical to specify and achieve very low placing temperatures (50° F and lower) in the warmest summer months. Thus whereas in the four projects started first the maximum allowable placing temperature ranged from 62 to 70° F, the maximum allowable placing temperature on the other four was set at 50°F.

Typical maximum temperatures in three recently constructed dams along with similar information from five earlier dams are summarized in Table 2. The influence of control procedures involving use of low cement factors, cement of favorable heat generating characteristics, and low placing temperatures is obvious.

Bulkhead surfaces and tops of lifts exposed during construction to extremely low ambient temperatures are very likely to crack. Such cracks may extend themselves rather than close as cooling and application of load occur. Figure 5 illustrates how the temperatures at and near a bulkheadt face are influenced by low ambient temperatures and the beneficial effect of insulation. The surface temperature for

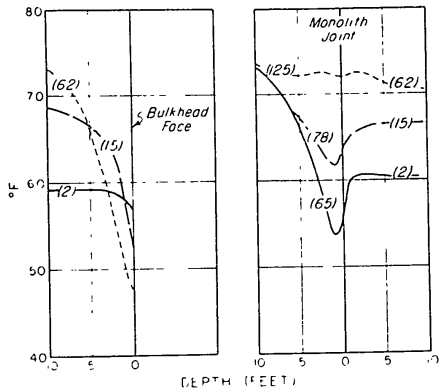


Fig. 5.

Temperature gradients near monolith joint.

Gradients de température auprès d'un joint sur une partie monolithique

Monolith joint *Joint sur partie monolithique.*
Bulkhead face *Côté monolithique*
Depth (feet) *Profondeur (pieds)*

Curve numbers in ( ) are ages of concrete in days. Monolith on left placed 28 September 1951, monolith on right of joint placed 30 November 1951.

Les nombres entre parenthèses sur les courbes indiquent l'âge du béton en jours La partie monolithique de gauche date du 28 septembre 1951 et celle de droite du 30 novembre 1951.

the insulated conditions is about 20° F higher than for the exposed condition and the temperature gradient is much less severe. The difference between the temperature conditions with and without the benefit of insulation can evidently be the difference between starting a crack and preventing a crack

The benefits to be derived from limiting the difference in height between adjacent monoliths so that exposure of bulkhead faces is

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

kept to a minimum, particularly during periods when low ambient temperature may occur, are self-evident. Figure 1 illustrates temperature conditions which develop while a bulkhead face is exposed and after it is covered by the adjacent monolith. In this case the adverse temperature differentials which existed adjacent to the bulkhead face after the 62-day exposure (admittedly an abnormally long period) were soon corrected by the effect of the covering concrete.

The test of a procedure for control of temperature for the purpose of preventing or at least minimizing cracking is the amount, frequency and severity of cracking which occurs. Experience in constructing 18 dams using the control measures described has demonstrated that largely these measures are effective in minimizing cracking and preventing the occurrence of structurally dangerous cracking. In some instances almost total elimination of cracking has been achieved; in at least one case the number of cracks which occurred indicated the procedures were not as effectively applied as would have been desirable. In the latter case some of the cracking which occurred on bulkhead faces would have been prevented if these faces had been insulated. In no case however is there any evidence that the cracking which did occur is structurally significant.

In summary it may be said that cracking in some of the eight representative structures has been almost completely eliminated. Most of the cracks which have occurred are best described as hairline, of very limited extent and of essentially superficial depth. On one of these dams (John H. Kerr, formerly called Buggs Island) not a single crack of even hairline width was observed on any bulkhead. No cracks of any kind have occurred in any of the galleries of this dam. The absence of cracking in this dam is phenomenal considering the diversion scheme used (*fig.* 1).

Success in eliminating cracking in the other dams listed has not been quite equal to the experience cited for John H. Kerr. However, on the two highest dams constructed since 1945 (Pine Flat and Detroit) the experience was good. At Detroit no vertical cracks were observed on any exposed bulkhead. In this connection it is worth noting (*fig.* 2) that with one minor exception all monoliths in the dam were brought up uniformly and progress was regulated to keep the differences in height between adjacent monoliths at a minimum. Consequently, the time of exposure of bulkhead faces was a practical minimum. In the one exception a single monolith on the left abutment was constructed to a heigt of about 40 ft. as a construction expedient. The bulkhead faces of this monolith were insulated and stood through one winter season without cracking. The only other cracking evident at Detroit are two minor horizontal cracks on the downstream face; and some very minor cracks in the adits and galleries. No cracks of structural significance occurred at Detroit Dam.

Experience at Pine Flat in minimizing cracking was not quite as good as at Detroit though excellent in comparison to earlier experience as typified by the Norris Dam [10] experience. At Pine Flat Dam

some vertical cracks, mostly hairline to 0.01 inches in width, were observed on several bulkhead faces following an unusually cold period, but there has been no significant cracking noted on the upstream and downstream faces of the structure. The only current evidences of cracking is some leakage in the intake monoliths and a few minor cracks in galleries and adits. Here again, considering the magnitude of the structure, the relatively small number, size and extent of the cracks which occurred is gratifying evidence of the effectiveness of the controls utilized. It should be noted that the use of insulation was not a general practice when Pine Flat was constructed and the cracking on bulkheads described probably would have been avoided if these had been protected by insulation. No cracking of structural significance has occurred at Pine Flat.

Not all of the experience in control of cracks has been as successful as at John H. Kerr, Pine Flat and Detroit Dams. One exception is at Chief Joseph Dam, where vertical cracking occurred on eleven bulkhead faces and horizontal and vertical cracks have developed on the upstream and downstream faces in 20 of the 27 monoliths. Even though occurrence of cracking was more frequent and the cracks were more extensive than in other dams built by the Corps of Engineers during this period, no cracking has occurred which is structurally dangerous.

CONCLUSIONS.

On the basis of these experiences the following conclusions seems justified :

a. It is both possible and practical to prevent structurally significant temperature cracking in mass concrete dams.

b. The temperature control practices utilized by the Corps of Engineers have been notably effective in preventing structurally significant cracking.

c. The problems involved in eliminating or minimizing temperature cracking are extremely complex and up to now do not lend themselves to precise solution. Consequently effective control practices have been largely arrived at empirically.

ACKNOWLEDGMENTS.

The assistance of James A. Rhodes in the preparation of this paper is gratefully acknowledged.

REFERENCES.

1. E. B. Burwell Jr and R. H. Nesbitt, *The NX Borehole Camera* (*Mining Engineering*, August 1954, p. 805-808).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2. R. F. Blanks, H. S. Meissner and C. Rawhauser, *Cracking in Mass Concrete* (*Journal of the American Concrete Institute*, vol. 9, No. 4, March-April 1938, p. 477-495).
3. C. Rawhauser, *Cracking and Temperature Control of Mass Concrete* (*Journal of the American Concrete Institute*, vol. 16, No. 4, February 1945, p. 305-346).
4. J. L. Savage, *Special Cements for Mass Concrete* (Bureau of Reclamation publication prepared for consideration of Second Congress of the International Commission on Large Dams World Power Conference, 1936).
5. Roy W. Carlson, *Temperatures and Stresses in Mass Concrete* (*Journal of the American Concrete Institute*, vol. 34, No. 4, March-April 1938, p. 497-515).
6. *Tennessee Valley Authority*, Technical Monograph No. 53, *Measurements of the Structural Behavior of Norris Dam*, November 1941.
7. *T. V. A.*, Technical Monograph No. 12, *The Fontana Project*, August 1950.
8. O. Laurgard, *Crack Prevention Program, Hiwassee Dam* (*American Society of Civil Engineers*, *Proceedings*, vol. 67, March 1941, p. 327-349).
9. C. T. Douglass, *Concrete Mixing Plant for Friant Dam* (*Civil Engineering*, April 1942).
10. *T. V. A.*, Technical Report No 1, *The Norris Project*, 1939.
11. *T. V. A.*, Technical Monograph No. 67, *Measurements of Structural Behavior of Norris and Hiwassee Dams*, August 1950.
12. *T. V. A.*, Technical Monograph No. 69, *Measurements of Structural Behavior at Fontana Dam*, June 1953.

SUMMARY.

The vexing problem of temperature cracking in mass concrete dams has been given intensive study over a long period. Analytical studies, and measurement of temperatures in a number of dams have provided an understanding of the nature and complexity of the problem. The problem arises out of situations involving temperature changes wherein restraint causes tensile stresses to develop which exceed the tensile strength of the concrete. The heat generated during the setting of the cement has an important bearing on the magnitude of the problem. Climatic conditions, and construction procedures also play an important part in the problem.

The solution to the problem reduces to the matter of control of the magnitude of the changes and differences in temperature which occur. A number of devices have been developed over the years and used in various combinations. Fundamentally these include :

a. Use of cement or cementing materials of favorable (low) heat generating characteristics;

b. Use of the minimum amount of cement or cementing material commensurate with the placability, strength, permability and durability requirements of a dam;

c. Regulation of construction procedures to avoid or minimize situations conducive to cracking and to control temperature changes;

d. Artificial treatments such as pre and post cooling, and insulation.

The Corps of Engineers has developed and is using temperature control procedures encompassing these features. Through use of properly and uniformly graded aggregates (particularly fine aggregates), and the use of entrained air, it has been possible to reduce cement factors for " interior " concrete to as low as 2 1/4 to 2 1/2 bags (212 to 235 pounds) per cubic yard. Type II portland cement or Type II in a blend with either natural or slag cement or a suitable pozzolan are used.

An outstanding feature of the Corps' control procedure is the utilization of precooling to reduce the temperature of the concrete to 50° F or below when placed thus materially reducing the maximum temperature of the concrete due to heat generation. Another feature of the procedure is the use of insulation to protect surfaces which would otherwise be subject to very low ambient temperatures during cold weather.

Cracking in dams constructed since 1945 has been materially reduced in comparison to that which occurred in dams built prior to that time. Structurally significant cracking has been avoided in all recently constructed dams. In some dams, notably John H. Kerr and Detroit, cracking was almost totally eliminated.

Experience has indicated these control procedures to be practical economical and effective.

RÉSUMÉ.

Depuis longtemps, on a étudié attentivement le problème très discuté de la température de fissuration des barrages de béton massif. Des études analytiques et des mesures de température sur certains barrages ont mis en lumière la nature et la complexité de la question. Ce problème résulte de situations qu'entraînent les changements de température mettant en jeu des contraintes de traction qui dépassent la résistance du béton. La chaleur engendrée pendant la prise du ciment est étroitement liée à l'importance du problème. Les conditions climatiques et les procédés de construction jouent un rôle important.

La solution du problème réside dans le contrôle de l'amplitude des variations et des différences de température qui se produisent. Un certain nombre de dispositions ont été mises au point et sont employées suivant diverses combinaisons :

a. Emploi de ciments ou de mélanges de ciments présentant des caractéristiques favorables de dégagement (faible) de chaleur;

b. Emploi de la quantité minimum de ciment ou de mélange de ciments compatible avec les exigences de mise en œuvre, de résistance, de perméabilité et de durabilité du barrage;

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

c. Réglementation des procédés de construction pour éviter ou atténuer les conditions qui contribuent à la fissuration et pour réduire les changements de température;

d. Traitements artificiels, tel que le refroidissement préalable et ultérieur et également isolation.

Le Génie de l'Armée a développé et a employé le contrôle de la température par des procédés faisant intervenir les dispositions ci-dessus. Grâce à l'emploi d'agrégats de composition granulométrique convenable et uniforme (particulièrement agrégats fins) et du procédé d'aération, il est possible de diminuer la quantité de ciment jusqu'à 2,25 ou 2,50 sacs (212 ou 235 livres) par yard cube. On emploie le ciment portland, Type II, ou le Type II en mélange avec un ciment naturel, un ciment de laitier ou une pouzzolane convenable.

Une caractéristique notable du procédé de contrôle du Génie est l'utilisation du refroidissement préalable pour réduire les températures du béton à 50° F ou moins à la mise en œuvre; ainsi la température maximum du béton résultant du dégagement de chaleur est notablement réduite. Une autre caractéristique du procédé est l'emploi de l'isolatione pour protéger les surfaces qui seraient exposées aux températures ambiantes très basses pendant les temps froids.

On a beaucoup réduit la fissuration des barrages construits depuis 1945 par rapport à ce qui se produisait dans les barrages construits antérieurement. On a évité toute fissuration préjudiciable dans tous les barrages de construction récente. Dans certains barrages, John H. Kerr et Détroit, la fissuration a été éliminée presque totalement.

L'expérience a montré que ces procédés de contrôle sont pratiques, économiques et efficaces.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 94

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

W. E. COLLINS
AND F. J. DAVIS
(U. S .A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

CONSTRUCTION CONTROL OF HIGH EARTH DAMS (*).

W. E COLLINS and F J. DAVIS,
Supervisory Civil Engineers, U. S. Bureau of Reclamation.

INTRODUCTION.

The problem of design and construction of earth dams has often been stated broadly as follows : For a given site, including the foundation and borrow materials, there must be constructed the most economical section which will satisfy the purpose of the structure and which will be stable under all the internal and external forces which may be brought to bear on the structure. A satisfactory solution to this problem requires adequate investigation to determine site conditions and types and quantities of available materials; consideration of all the project planning data which determine the function of the structure; consideration of multitudes of design details which play a part in satisfactory fulfillment of the structure's function; and a knowledge, not only of what materials and foundation conditions exist but knowledge of the behavior of altered or treated embankment and foundations material. Control of these alterations and treatment must be maintained to insure a structure which will fulfill the function for

(*) *Le contrôle de la construction des grands barrages en terre*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

which it was designed and which meets all of the design criteria. To accomplish this purpose, control must be carefully planned; limits of engineering properties for acceptable embankment materials must be determined; specifications must be carefully written so that inspection forces can be sure that a satisfactory end product will result; and constant inspection and laboratory testing are required throughout construction.

Construction control may be defined as the procedures used by the Construction Engineer to insure that the design, as presented in the plans and specifications is fulfilled. These procedures may be divided into two types as follows : Those in which requirements are definite and can be measured by laboratory tests; and those which are indefinite and require interpretation, judgment and construction experience. For this paper, discussion of construction control is limited to control of earth embankment and foundation preparation.

The total control thus involves much more than making routine moisture-density tests of compacted embankment. Section I of the paper deals with the portion of control associated with the laboratory testing of placement conditions of the embankment and discusses these elements for an actual Bureau of Reclamation project. For the example, control limits will be set and earthwork control tests will be analyzed to show periodic results as well as an analysis showing the overall placement conditions for the entire embankment.

Section II of the paper discusses the other aspects of satisfactory control which includes foundation preparation and borrow area operation. Those elements not controlled by laboratory testing are discussed, inspection responsibilities are noted, and specifications aids to control are pointed out.

I. — PLACEMENT CONTROL OF EMBANKMENT.

The water barrier for the impervious core of a large rolled earthfill dam must satisfy five important criteria, all of which must be subjected to rigid control in order to satisfy design requirements. These important elements under control are :

1. The material must be formed into a homogeneous mass free from any potential paths of percolation through the zones or along the contacts with the abutments or concrete structures.
2. The soil mass must be sufficiently impervious to preclude excessive water loss through the dam.
3. The material must not consolidate excessively under its own weight.
4. The soil must develop and maintain its maximum practicable shearing strength.
5. The material must not soften or consolidate excessively on saturation by the reservoir.

All of the above requirements are subject to rigid inspection and control, are interdependent, and are related to compaction methods, resulting dry unit weight, and moisture control. Inspectors must be alert to construction methods and procedures at all times and particularly those which would result in a nonhomogeneous fill from any standpoint. It might be possible to have a fill that approaches homogeneity, as indicated by moisture and density tests, yet have stratification, lack of bond between layers of embankment material or with foundation contacts, pockets or lenses of material substantially different from the remainder of the zone.

For Item 1, control is largely a matter of visual inspection. Item 2 is considered in selecting the borrow areas. However, many borrow areas require selection of materials either by depth of cut or in areal extent within the area to insure satisfactory results in this respect; but even in homogeneous material, uniform moisture-density placement conditions are essential. The third criterion is essentially a matter of securing adequate densities. Under Item 4, there is not only a requirement for good density, but a basis for an upper placement moisture limit; and Item 5 is the basis for a lower limit. For Items 2, 3 and 5, the maximum practicable compaction is indicated, but in order to satisfy Item 1 and particularly Item 4, maximum density must sometimes be sacrificed to some degree.

Early earth dam practice was to use 98 % of the maximum density obtained by a standard laboratory method of compaction as the minimum requirement for embankment density, allowable moisture content being the range that would result in at least that density. Today, the very high earthfill dams being constructed make it necessary to study continuously the moisture-density relationship. For the proper moisture range, the upper limit depends on the construction pore pressures that may be developed because of heavy loading and also on the practical consideration of not getting the fill too wet for economical operation of the equipment. The lower limit is dependent on obtaining an embankment that will not subside and crack when saturated by the reservoir. It has been found that, for some materials — notably those high in clay content — there is a very narrow range of allowable moisture limits by these standards so that very diligent and precise control is mandatory. The theories concerning the determination of the upper and lower placement moisture limits have been well documented [1], [2], [3] (1). The upper limit is based on a study of the laboratory consolidation data, the magnitude of pore pressure potential of the material under loading, and the resulting effect on stability of the structure during the construction stage. The lower limit may also be studied by laboratory tests and is based on obtaining a fill in which no appreciable subsidence will occur when the material becomes saturated from the reservoir. The design of the dam is predi-

(1) For numbered references, *see* Bibliography.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

cated, usually, on laboratory strength factors determined for material remolded to the laboratory maximum dry density at optimum water content.

Much has been written concerning methods and procedures for obtaining field control consistent with these design factors of moisture-density relationship. The Bureau of Reclamation has a standard procedure wherein provisions of its *Earth Manual* are combined with more or less standard specifications provisions. The new rapid method of compaction control should be noted as an important step in improving the quality of control of the placement moisture-density relationship [4].

Construction control of pervious zones should be pointed toward securing in the fill desirable properties of : 1. homogeneity; 2. permeability; 3. filter characteristics; 4. consolidation; 5. shear strength.

Homogeneity is important in order to insure reasonable distribution of the inevitable seepage from the impervious zone throughout the length of the dam. Concentration of seepage water into a few channels may induce dangerous piping even in gravel. Pervious zones should be at least 10 times more permeable than the interior impervious zones, and usually are very much more pervious than the minimum requirement. This is necessary in order that the line of seepage for the steady state is appreciably lowered at the contact between the impervious and pervious zones. Preferably the permeability of a pervious zone should be large enough to eliminate the possibility of developing construction pore pressures in this zone. The filter characteristics, for gradation, should be such as to serve as a mechanical filter to prevent the fines of the impervious zone from moving out with seeping water. In the pervious zone of an earth dam where large volumes and dimensions are used, fixed gradation requirements consistent with filter theory are rarely specified. However, for thin layers of filter material, such as a blanket beneath the riprap and filters around drains and structures, certain gradation requirements will be specified and should be rigidly adhered to. Control of the first three elements for pervious zones is largely a matter of visual inspection and direction to the contractor by the field inspectors. The requirement for low consolidation and high shearing strength can be obtained by proper compaction.

Both laboratory and field observations show that a freedraining material is compacted efficiently by thorough wetting followed by vibration. Laboratory tests show a definite relationship between relative density and angle of internal friction and indicate that a relative density of 70 % for well-graded sand containing a small amount of gravel results in a tg Φ of just over 0.7. While the curve of relative density versus angle of internal friction varies with the gradation of the material, in most cases the 0.7 tg Φ value will be reached, or exceeded at 70 % relative density. Since this value of 0.7 is ordinarily relied on in design for cohesionless material, our minimum compaction requirement has been arbitrarily placed at this figure. Experience with coarser graded material has shown that relative density of only 30 to 40 % may be obtained when rigid control of water and compacting

requirements is relaxed. Thus, instead of the 0.7 tgΦ expected, a value of only 0.5 or less may be obtained. Since the pervious zone must not only be inherently stable itself but is heavily relied on to stabilize the impervious zone, it is readily apparent why compaction requirements are specified for these materials.

Pervious zones also include rockfill and riprap portions of the dam embankment. The same criteria of perviousness, filter characteristics, and shear strength desired for sand and gravel zones apply to these materials. Hand placing or special compaction is not necessary to obtain satisfactory shear strength in rockfill and riprap zones. Riprap must also have physical attributes of soundness, durability, high specific gravity, and resistance to abrasion, and should be well graded. Since extensive deposits of uniformly high quality rock are likely to be remote from the dam site, every effort is made to specify the most suitable material from nearby sources consistent with design requirements and overall costs. Placement control for rockfill and riprap portions of an embankment is largely a problem of selection of the most accessible satisfactory material from the specified sources, considering both gradation and quality. In the case of riprap the placing method, although not specified, should be pointed toward achieving a well-keyed blanket of rock having a definitely rough surface with no large unfilled void spaces.

Since earth dam design is based on the concept of modifying the design to fit the material rather than specifying materials to fit a design, it is easy to see why the designer must be informed of the technical records of control of the earthwork placement in order to insure that his designs are adequate. In the Bureau of Reclamation, the designer is so informed by submission of periodic embankment construction reports from each project during the working season. Each report is carefully analyzed for the quality of control obtained during the preceding period and is constantly compared to the design assumptions. An analysis is made following procedures developed by Davis for quality control of earth embankments [5].

The following portion of the paper illustrates this close relationship between design and construction by citing an actual example of the earthwork control obtained at Glendo Dam, a typical Bureau of Reclamation project. The dam is located on the North Platte River about 4-1/2 miles southeast of the village of Glendo, Platte Country, Wyoming. The dam is a zoned compacted embakment having a maximum height above the streambed of about 170 ft. Three small dikes across saddles in the south rim of the reservoir have similar zoning. The dikes have a maximum height above the original ground surface of 75 ft. The main dam embankment contains approximately 1,150,000 cu. yds of impervious material and 1,320,000 cu. yds of sand and gravel. The dikes contain about 170,000 cu. yds of impervious and 167,000 cu yds of sand and gravel materials. The principal borrow area for the main dam embankment is located in the reservoir area. The area consists essentially of two types of material, namely :

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Sandy, silty clay to a depth of 15 ft. overlying up to 15 ft. of sand and gravel. The primary factor controlling the embankment zoning was that excavation of impervious material would uncover enough pervious material to provide a balanced fill. Studies indicated that the overall cost of placed embankment would be approximately the same for the impervious material as for the sand and gravel. Consequently, the dam was zoned to include about 50 % of each type of material. This resulted in core slopes of 1-1/4 to 1. The embankment was also designed to include a miscellaneous Zone 3 embankment for the purpose of utilizing considerable quantities of spillway excavation in such a manner that this zone had no effect on structure stability.

Laboratory tests were made on representative borrow samples of impervious material for all of the usual standard properties and for one-dimensional consolidation. Stability of the embankment was investigated using these test results combined with comparative strength values of similar soils. The analysis showed adequate construction stage stability with the impervious material placed at an average condition of standard laboratory maximum dry density and optimum water content. Limiting moisture tests to determine the lower placement moisture limit were not made. Such a limit is normally about 2.5 to 3 % dry of optimum. From past experience, considering the borrow conditions prevailing at the site, it was estimated that placement moisture could be controlled to a distribution having a standard deviation of not more than ± 1.7. Thus, with average placement at optimum water content, a significant portion (about two-thirds) of the Zone 1 embankment could be expected to be placed between limits of 1.7 % dry, and 1.7 % wet of the optimum condition. However, such a distribution could be moved to the dry side without exceeding the lower limit by setting limits of approximately 2.7 % dry to 0.7 % wet for 68 % of the material.

In normal Bureau of Reclamation practice, the field compaction curve for most materials can be shown statistically to be slightly above the laboratory standard curve. Thus, average field dry density should at least be approximately equal to the laboratory maximum dry density. Ninety-eight percent of this laboratory maximum is usually taken as a lower limit. A significant portion of material should not be placed at densities less than this limit.

Figure 1 is a summary of the moisture-density control achieved for the Zone 1 impervious embankment. During the months of April, May and June 1956, heavy rains resulted in placement moisture distribution somewhat wetter than anticipated. However, the small amount of material placed during these 3 months (approximately 2.6 % of the total) was placed mainly in the cutoff trench on the right abutment, and thus was not considered detrimental to stability. Such placement was noted, however, and definite steps were taken to obtain drier material in order to shift the moisture distribution to the dry side.

Excerpts from the August Report state : " Zone 1 materials were excavated from the dam borrow area by a 5-1/2 cu yd dragline and

by 23 cu. yd motor scrapers. ...the average dragline cut is about 12 ft. The motor scrapers excavated on a 5 to 1 slope through about 8 ft. of Zone 1 overlay. ...Material as received from the borrow area was near optimum moisture and rarely needed additional moisture. Usually, it was necessary to aerate the lifts with a disc to lower the moisture content slightly. "

Noting the totals at the bottom of figure 1, and also the curve of total material in figure 2, it is observed that only 3.9 % and 11.2 %

GLENDO DAM

PERIOD OF REPORT	CU YDS PLACED	NO OF TESTS	AVE LAB. OPT MOISTURE % BY DRY WT.	AVE. FILL MOISTURE % BY DRY WT.	AVE MAX. LAB DRY DENSITY PCF	AVE FILL DRY DENSITY PCF	PERCENTAGE OF TESTS BEYOND LIMITS		
							WETTER THAN OPT + 0.7%	DRIER THAN OPT - 2.7 %	LESS THAN MAX LAB DEN MINUS 2.2PCF
APRIL-56	5 400	13	16 8	16.7	107 7	109 2	38 5	7 7	7 7
MAY- 56	12,200	11	19 3	19 9	104 1	102 8	54 5	0	13 7
JUNE-56	10,500	10	18 6	18 9	105 8	107 2	30 0	0	0
AUG 56	218.000	106	17 1	17 1	107.8	107 8	17 9	0	13 7
SEPT 56	279,000	159	16 9	16 7	108 3	108 5	13 2	2 5	12 0
OCT - 56	211 360	131	16 9	16 4	106 3	109 9	13 0	4 6	3 4
DEC. 56	20,000	14	19 9	18 1	101 9	103 6	0	14 3	3 5
MAR- 57	68,520	38	15 5	14 8	110 7	111 2	0	0	2 7
APR- 57	75,800	33	15 8	15 4	110 7	111 3	12 8	0	10.2
MAY 57	77,700	38	16 2	16 1	109 8	110 1	21 1	0	5 2
JUNE- 57	192,000	118	16 7	16 0	108 8	109 0	8 5	6 8	9 7
JULY - 57	54,500	39	15 6	15 1	111 2	110 6	10 3	2 6	20 5
TOTAL YARDAGE	1,074,980	716	16 8	16 4	108 2	109 0	11 2	3 9	9 2

Fig. 1.

Summary of impervious earthwork control

Résumé du contrôle des terres imperméables.

exceed the preestablished desirable limits. From figure 2, the actual standard deviation can be estimated at approximately ± 0.9. Such a narrow range of control can probably be attributed to preconditioning of the borrow area to near optimum condition. The preconditioning worked well in this 8 to 12 ft. strata of silty clay, with pervious material beneath it.

Curves for 37 power-tamped tests and 128 tests of dike embankment are also shown in figure 2. Control of these impervious materials compare favorably with that for the main embakment.

The percentage of tests at dry densities less than 98 % of maximum laboratory dry density are shown in figure 1 for periodic results and in figure 3 for the total material. The curve for the power-tamped tests

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

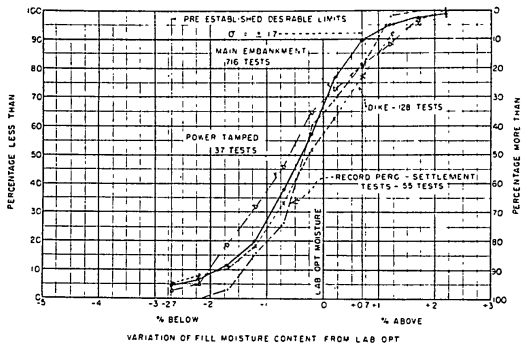


Fig. 2.

Moisture control Glendo dam and dike.
Contrôle de l'humidité. Barrage et digue de Glendo.

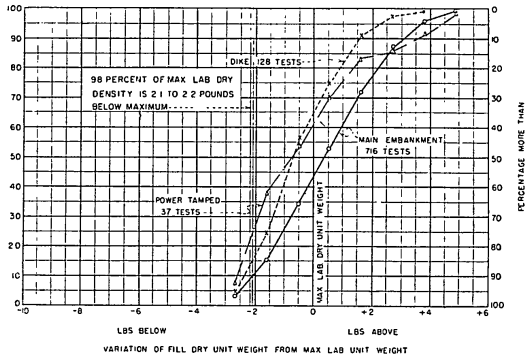


Fig. 3.

Dry unit weight control. Glendo dam and dike.
Contrôle du poids sec unitaire. Barrage et digue de Glendo.

should be noted in figure 3 since specifications require compaction for this material equal to the rolled fill. Although the resulting densities are not quite as good as rolled fill when compared to laboratory maximum, there is still an insignificant amount below the 98 % criterion. The variation in curves of dike and embankment tests may be attributed to slightly wetter placement of the dike material (*fig.* 2).

Two tamping rollers were used for compacting the dam and dike impervious material. Although the rollers have differently shaped tamping feet, they were essentially equivalent in compactive effort as shown in the following data :

Embankment roller data for Glendo dam.

Number of drums	2	2
Length of drums	7.2 m	7.2 m.
Diameter of drums (outside)	60 in	60 in
Type of feet	Square	Round
Total number feet per drum	144	144
Dimensions of bottom of feet	21.2 by 3 in.	8 in dia
Area of bottom of feet	7.58 sq. in.	7.06 sq. in
Length of feet	91.2 in	91.8 in.
Area of feet 6 in from drum.	9.48 sq. in	8.00 sq. in.
" 8 "	8.12 "	7.00 "
Drum area per tamping foot	91.3 "	91.3 "
Distance between adjacent feet	12 in.	12 in
" " drums	12 in.	14 in
Weigh of roller (empty)	26 500 lb	21 450 lb
Ballast material used	Sand and water	Sand and water
Weight of roller (as used)	49 750 lb	48614 lb
" " divided by total area of all feet	23.03 lb sq. in	23.91 lb sq. in
Cleaners	Front and rear	Front and rear
Type of frame	Oscillating	Oscillating
Pressure release valve	-	Yes

The complete analysis of the impervious earthwork control consisted of statistical derivations of the roller curve for both the main dam and the dike embankments. The curves were derived as described by J. W. Hilf in 1955 [6]. The resulting curves are shown in figures 4 and 5.

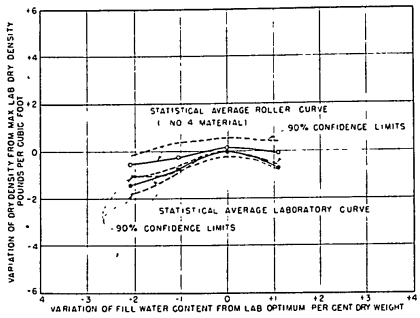
In addition to the routine field density tests performed to control placement moisture and density, 55 percolation-settlement tests were taken in the Zone 1 impervious portion of the main embankment, and 10 similar tests were taken in the impervious zones of the dike embankments. These tests are taken to provide a record of the permeability of the material and also to provide data for a continuous check on the validity of preestablished moisture limits. The settlement readings under equivalent fill load taken before and after saturation of the sample provide a check on the lower moisture limit. Other data

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

provide a means of estimating the potential pore pressure for each particular sample.

A few statistics for the record permeability tests are cited here as a matter of interest. One test resulted in a percolation rate of 1.5 ft/yr,



NOTE DATA BASED ON MINUS NO 4 FRACTION OF SOIL NEGLIGIBLE PLUS NO 4

VARIATION OF FILL WATER CONTENT FROM LAB. OPTIMUM (PER CENT DRY WEIGHT)		NO OF TESTS (TOTAL 90)	VARIATION OF LAB DRY DENSITY AT FILL WATER CONTENT FROM MAX LAB DRY DENSITY (LBS/FT³)			VARIATION OF LAB DRY DENSITY AT FILL WATER CONTENT FROM FILL DRY DENSITY (LBS/FT³)		
RANGE	MID-POINT	n	AVERAGE $\bar{x}$	STANDARD DEVIATION σ	SKEWNESS S_K	AVERAGE $\bar{x}$	STANDARD DEVIATION σ	SKEWNESS S_K
-2.7 TO -1.7	-2.2	9	-1.44 ± 0.34	0.13	+0.88	-0.88 ± 0.39	1.46	-0.23
-1.6 TO -0.6	-1.1	30	-0.75 ± 0.09	0.28	-0.72	0.52 ± 0.61	1.94	+0.02
-0.5 TO +0.5	0	27	0 ± 0.00	0	0	-0.06 ± 0.38	1.18	-0.06
+0.6 TO +1.6	+1.1	24	-0.72 ± 0.08	0.24	-0.71	-0.63 ± 0.49	1.38	-0.06

THE ± ENTRY INDICATES 90 PER CENT CONFIDENCE LIMITS

Fig. 4.

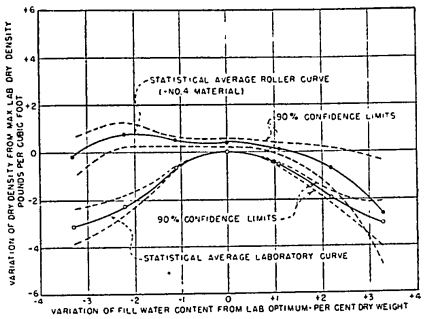
Glendo dam. Statistical relation between roller curve and laboratory compaction curve.

Barrage de Glendo. Relation statistique entre la courbe de compactage au rouleau et la courbe de compacité du laboratoire.

56 1/2 % of the tests resulted in rates of less than 0.05; 78 % resulted in rates of less than 0.10 and 91 % had rates less than 0.2 ft/yr.

In figure 2 it may be noted that the placement moisture distribution for the samples tested in the percolation-settlement test approximates the distribution of moisture in placed embankment. Thus, sampling at approximate 30,000 cu. yd intervals may be assumed to be representative of the embankments Since no record tests were made at

water contents drier than 2.2 % below the optimum conditions, very little if any additional settlement after saturation should occur. This conclusion is verified by an analysis of the data for the 55 record tests.



NOTE DATA BASED ON MINUS NO 4 FRACTION OF SOIL NEGLIGIBLE PLUS NO 4

VARIATION OF FILL WATER CONTENT FROM LAB OPTIMUM (PER CENT DRY WEIGHT)		NO OF TESTS (TOTAL 656)	VARIATION OF LAB DRY DENSITY AT FILL WATER CONTENT FROM MAX LAB DRY DENSITY (LBS/FT³)			VARIATION OF LAB DRY DENSITY AT FILL WATER CONTENT FROM FILL DRY DENSITY (LBS/FT³)		
RANGE	MID-POINT	n	AVERAGE $\bar{x}$	STANDARD DEVIATION σ	SKEWNESS S_K	AVERAGE $\bar{x}$	STANDARD DEVIATION σ	SKEWNESS S_K
-3.8 TO -2.8	-3.3	18	-3.16 ± 0.75	1.81	+0.22	-2.94 ± 0.84	1.98	-0.70
-2.7 TO -1.7	-2.2	53	-2.34 ± 0.42	1.82	-0.44	-3.02 ± 0.53	2.26	-0.65
-1.6 TO -0.6	-1.1	206	-0.79 ± 0.05	0.43	-0.56	-1.23 ± 0.23	1.97	-0.34
-0.5 TO +0.5	0	248	0 ± 0.00	0	0	-0.39 ± 0.19	1.79	+0.44
+0.6 TO +1.6	+1.1	110	-0.67 ± 0.07	0.43	-0.27	-0.77 ± 0.28	1.74	-0.18
+1.7 TO +2.7	+2.2	15	-1.95 ± 0.25	0.54	-0.74	-1.28 ± 0.89	1.89	-0.14
+2.8 TO +3.8	+3.3	6	-3.05 ± 0.97	1.08	+0.46	-0.38 ± 2.28	2.53	+0.46

THE ± ENTRY INDICATES 90 PER CENT CONFIDENCE LIMITS

Fig. 5.

Glendo dikes. Statistical relation between roller curve and laboratory compaction curve.

Digues de Glendo. Relation statistique entre la courbe des rouleaux et la courbe de compacité en laboratoire

Only 2 tests showed as much as 0.2 of 1 % of additional settlement. Such small effects may be due to minor defects in testing technique and are of no consequence.

Analysis of the estimated potential pore pressure based on test data result in a wide variation of values. It is quite likely that these wide

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

variations are due partially to inconsistencies of measuring volume change in the percolation apparatus. Nevertheless, assuming representative sampling and accepting the test results at face value, it was found that approximately 66 % of the tests indicated less than 20 % uplift pressure and about 87 % of the tests would develop less than 55 % uplift.

Shear strength and consolidation tests were not made on the Zone 2 pervious materials. Comparing the gradations of this material with materials previously tested, however, indicated that a relative density of 70 % would assure a coefficient of friction of at least 0.7. A total of 57 field density tests were taken in this material averaging about 97 % relative density. In the early stages of construction a considerable number of tests of the Zone 2 material obtained from required excavation and initial borrow area excavation showed relative densities greater than 100 %. That is, compaction in the field was more effective than standard laboratory procedure. This material contained considerable silty fines and such results are not uncommon for the type of material. It is also possible that difficulty in preventing squeezing or caving of the fill density hole was encountered due to the silty fines and introduced some error in volume determinations. However, accepting the test results at face value, excellent density results were obtained in this material.

II. — FOUNDATION PREPARATION AND BORROW AREA OPERATIONS.

We have discussed the controls necessary for the embankment material. Definite procedures and tests have been devised to insure that adequate embankment is being constructed. However, for the preparation of the dam foundation to receive the embankment, no such techniques are available to the construction personnel responsible for the execution of the designs and specifications.

The designer determines the foundation treatment that is necessary based on his interpretation of the geologic reports and logs of the test holes. Our present exploration procedure has definite shortcomings in that design must be based on samples which represent a small part of the foundation. It often happens that the appearance of a drill core or sack sample obtained from test pits do not truly represent actual conditions and the impressions gained from observation of full scale foundation excavation is entirely different from observation of samples obtained in an exploration program. It is necessary that the construction engineer be familiar with the design criteria so that he may exercise the necessary construction control to satisfy the design and specifications requirements. In most instances the designs and specifications can only cover the general provisions for the preparation of the foundations.

In contract work, the design and specifications must be broad to cover

the numerous unforeseen conditions that generally develop. Considerable experience and judgment is necessary to insure adequate foundation preparation and still not exceed the design requirements. While the designer dictates the overall requirements, the construction engineer must, at times and in cooperation with the designer, make minor revisions to adjust the design to fit conditions as the construction work progresses. The construction engineer should assure himself that the controls that he establishes will result in a foundation that meets but does not exceed the design requirements. He should also assure himself that the excavation will materially improve the foundation and that the cost can be justified when compared to the benefits gained. He should keep in mind the purpose of the foundation excavation; that is, whether he is trying to improve the stability or trying to reduce the permeability.

In some foundations the geologic conditions are well defined so that the limits of the foundation preparation are easily established. In these cases, the control consists of requiring that all material above bedrock or an easily recognized strata shall be removed.

The most difficult controls to establish are for deeply weathered or fractured foundations. It may be economically infeasible to remove all weathered or fractured material in which case the amount of excavation should be commensurate to the improvement in the foundation. A practical approach in some instances may be to remove all material that can be excavated by scraper-type excavating equipment. In other cases it may be desirable to remove all material which has an in-place density less than a predetermined amount. Loess soils in the west central United States having an in-place dry density of less than 80 to 85 pounds/cu ft. will consolidate excessively on saturation and should be removed or saturated before the embankment is placed. In some foundations, the density of the embankment material may be used as a basis of selecting minimum density requirement for the foundation.

Considerable saving can be made by using as much material excavated from the foundation as possible. In many cases miscellaneous zones are provided in the design of the dam to accommodate as much dam foundation and structure excavation as possible. As the material that can be used in this zone may be different from the other embankment material the construction engineer must be familiar with the designers' concept for the material in this zone. Because of the wide variety of material excavated from a foundation, the construction engineer must decide whether materials are to be used or wasted. Materials which are saturated or are a mixture of fine-grained soil and large boulders are the most difficult to use without processing. The contracting officer should have a thorough knowledge of the materials to be excavated so that he can utilize these materials to the best advantage consistent with design principles.

The design or specifications require that the impervious embankment be placed in the dry. Of course, it is infeasible to interpret the word

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

" dry " literally. In excavating below the water table unwatering equipment is generally ineffective in removing water at the contact of bedrock and the overlying sands and gravels. Sometimes seeps or springs appear in foundation rock that cannot be effectively grouted. In other cases the amount of seepage into the excavation may not be sufficiently large to warrant the cost of an unwatering system. Generally, any seepage into the excavation is conducted to a sump through ditches or tile drain where it is pumped out. The drains are grouted with clay or cement grout after sufficient embankment is placed to eliminate the seepage problem.

After the rough excavation for the foundation has been completed the construction engineer must determine the degree of cleanup of the foundation contact to receive the embankment. Special care should be taken under the impervious zone of the embankment to insure that the contact is not a potential path of leakage. The amount of cleanup will depend on the type of foundation material. For foundations of earth, little or no cleanup is required other than to insure that the embankment is placed on undisturbed material. Foundations of hard rock are cleaned by hand of all loose material. Sometimes water or air jets are used to remove loose material from rock pockets. In soft rock foundations care should be taken insure that excavation equipment does not injure the foundation. For example, the treads of a tractor may disturb the rock surface so that the contact consists of loose rock fragments. The initial layer of embankment material should be thicker than normal to insure that the teeth of the tamping roller do not disturb the rock foundation.

One of the complex aspects of construction control may be involved in directing operations in the borrow areas. The location and extent of all borrow pits within a given borrow area, the depth of stripping required, and the total depth of cut are all elements of control.

An important aid in controlling the location and extent of borrow pits, including depths of cut, is provided by adequate preconstruction investigation. However, such investigation cannot be sufficiently concentrated to permit establishing definite lines and grades for the excavation. Location and extent of the pits within the area may depend on costs of clearing and stripping operations as well as on selection of suitable materials. The degree of suitability may have to be weighed against other factors in order to determine proper pits and practicable, yet satisfactory, depth of cut.

In excavation in borrow areas, a small amount of organic material, including some root growth, can be tolerated, especially if intermixed with organic-free material. The depth of stripping sould not be determined entirely by the black color of the soil, which usually indicates organic material, but should be determined after a careful evaluation of the amount of organic material which can satisfactorily be included and mixed with organic-free material. For very large borrow areas, a reduction in stripping depth of only a few inches may result in very substantial savings.

Many borrow areas contain varying amounts of stratification. In some cases, superior design can be accomplished and is based on compositing material for particular depths. Other borrow areas may contain several types of materials, and depth of cut may be controlled on the basis of differentiating between these various types and maintaining the cuts to produce satisfactorily the separate materials fulfilling design requirements.

Moisture distribution is a third factor to consider in directing depth of cut. For unstratified materials, shallow cuts may be permitted and, in fact, may sometimes be required in order to control moisture content. Quantities of water to be aided, methods of adding moisture, and length or duration of preirrigation of borrow materials are all factors in maintaining control in borrow areas.

As an aid in this phase of control, preconstruction studies, and both past and current experience aided by laboratory tests are valuable. Adequate preplanning and comprehensive analysis of exploratory data are readily recognized from the above discussion as important steps in obtaining satisfactory earthwork control.

BIBLIOGRAPHY.

1. J. W. Hilf, *Estimating Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dams* (*Second Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, 1948).
2. W. G. Holtz, *The determination of Limits for the Control of Placement Moisture in High Rolled Earth Dams* (*A. S. T. M. Annual Meeting*, June 1948).
3. W. W. Daehn and J. W. Hilf, *Implications of Pore Pressure in Design and Construction of Rolled Earth Dams* (*Fourth Congress on Large Dams*, New Delhi, 1951).
4. Jack W. Hilf, *A Rapid Method of Construction Control for Embankments of Cohesive Soil* (*Joint Conference A. S. T. M.* D-18 *and Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos*, Mexico City, December 1957).
5. F. J. Davis, *Quality Control of Earth Embankment* (*Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, 1953).
6. J. W. Hilf, *Compacting Earth Dams with Heavy Tamping Rollers* (Paper 1 205, *Journal S. M. and F.*, Division A. S. C. E., vol. 83, No. SM 2, April 1957).

SUMMARY.

Construction control for the purpose of this paper is defined as the procedures used by the Construction Engineer to insure that the design, as presented in plans and specifications, is fulfilled. These procedures are divided into two types : Those in which requirements are definite and can be measured by laboratory tests; and those which are indefinite and require interpretation, judgment, and construction

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

experience. Section I of the paper deals with the portion of control associated with the laboratory testing of placement conditions of the embankment and discusses these elements for a Bureau of Reclamation project. Section II discusses other aspects of control which include foundation and excavation of material for embankment.

RÉSUMÉ.

Dans ce rapport, le Contrôle de la construction est défini comme ensemble des procédés utilisés par l'Ingénieur du Barrage pour assurer que le projet a été exécuté en accord avec les plans et les spécifications. Ces procédés se divisent en deux groupes : l'un où les exigences sont définies et peuvent être mesurées par les essais en laboratoire, et l'autre où elles sont indéfinies et exigent une interprétation, un jugement et une connaissance de la construction. La première partie de ce rapport traite de la partie du contrôle liée aux essais en laboratoire, y compris les conditions de placement du remblai, et discute ces points pour un projet du Bureau of Reclamation. La deuxième partie discute des autres aspects du contrôle qui comprend la préparation des fondations et l'excavation des matériaux pour le remblai.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 95

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

P. T BENNETT
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

MATERIALS AND COMPACTION METHODS MISSOURI BASIN DAMS (*).

P. T. BENNETT,

Chief, Geology, Soils and Materials Branch,
U. S. Army Engineer Division, Missouri River.

INTRODUCTION.

During the past 10 years, more than two hundred million cubic yards of materials have been placed in earth dams built or now under construction by the Corps of Engineers in the Missouri River basin. Of this total yardage, about 70 % has come from the excavation required for spillways, structures, approach and discharge channels, and abutment treatment. Some of the materials from the required excavation have been soils, such as glacial till from the spillway area at Fort Randall Dam, and from the left abutment at Oahe Dam, which are excellent materials for rolled earth fill construction. The compaction and moisture control of these soils have been handled in accordance with the customary practices of the Corps of Engineers.

Excavations for structures has also produced large quantities of materials of types which have not commonly been used in earth dam

(*) *Matériaux et méthodes de compactage pour les barrages du bassin du Missouri*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

construction, such as interbedded shale and limestone at Tuttle Creek Dam, chalk at Fort Randall and Gavins Point Dams, a soft shale at Oahe Dam, and uncemented siltstones and mudstones at Garrison Dam. The embankments have been especially designed to make use of these materials, which otherwise would have been wasted at considerable cost. Likewise, the conventional methods of embankment construction have been modified in greater or lesser degree, as required by the characteristics of the various materials. Test embankments, constructed during design of the dams, served the dual purpose of furnishing design data on the physical characteristics of the re-compacted materials, and initial development of compaction methods to be specified.

Selected examples of the use of materials from structure excavation are discussed in this paper with emphasis on materials and methods differing from those most commonly used in earth dam construction. Prewetting of earth fill material for Oahe Dam is also described, as an example of the economic importance of this method at projects where a high production rate is mandatory for earthwork.

COMPACTION OF FORT UNION MATERIAL AT GARRISON DAM.

The Garrison project, located on the Missouri River near Bismarck, North Dakota, is a multiple purpose reservoir which will store 23 million acre feet of water. The dam is a rolled earth fill embankment 210 ft. high, about 12 000 ft. in length, with a volume of 67 million cubic yards.

With very minor exceptions, structure excavations and their appurtenant channels constituted the sources for embankment materials. The structures are founded on a deposit of tertiary age called the Fort Union formation. A few localized lenses and strata of the Fort Union are cemented and have the characteristics of rock. The formation is interspersed with numerous beds of lignite, which made up approximately 13 % of the formation which was excavated. With these exceptions, the beds of the Fort Union are uncemented, and might be considered as intermediate in character between highly cohesive soil and soft, weak rock. Considered as soil, the Fort Union formation varies from fat clay (CH) to fine sand (SP). The formation is quite thin bedded, and the entire range from clay to fine sand may be represented in only a few inches. Because of mixing during excavation and fill construction, an average sample of the embankment could be classified as medium clay. However the fill is actually made up of chunks of Fort Union, each of which retains the character of one of the parent materials.

In its original condition, the Fort Union is highly cohesive, having unconfined compressive strength ranging as high as 30 tons sq. ft., with half the tests showing strength of 9 tons sq. ft. or greater. As would be expected of a heterogenuous deposit, the in-place density

and moisture content of the Fort Union is rather variable. Figure 1 shows the normal range of moisture and density, the cross hatched area on the chart representing the middle two-thirds of the range, with extremes omitted.

Fort Union materials were placed primarily in the impervious and random zones of the embankment, although some of the fine silty sand phases were used in a semi-pervious zone. The heavy and medium Fort Union clays, because of their cohesive character, required fill placement procedures differing somewhat from conventional compaction methods. As excavated and placed on the fill, Fort Union was quite chunky. If excavated by shovels, the tougher materials when initially dumped on the fill contained chunks up to one or two cubic yards in size. If excavated by Euclid loader, individual pieces of several cubic feet were not unsudual, while scraper excavation resulted in relatively very small chunks. A special roller with wedge-shaped teeth was used for the initial breaking up of the large chunks. Between passes of the spike-tooth roller, the material was smoothed with a dozer, continuing until the maximum size of the individual pieces was reduced to eight inches. Final smoothing of the eight to nine inch layers was accomplished with a blade grader prior to rolling.

Breaking up of the chunky Fort Union results in a mixture composed of small relatively undisturbed pieces, in the gravel size range, and pulverized material having more nearly the characteristics of a soil. If the fine material has dried out in the process of excavating, hauling and spreading, it is impossible to knit the mixture together by rolling. It was found necessary to add water until the pulverized fines and the surfaces of the chunks appeared to be quite wet. With this moisture condition, compaction with a heavy tamper roller resulted in a solid mass of Fort Union chunks, the voids between them being well filled with the pulverized material. It was found that the water added to obtain optimum workability under the rollers was very nearly the same as the amount lost during excavation and spreading on the fill; the moisture content of the embankment was therefore very nearly the same as the natural moisture of the undisturbed Fort Union.

In the first three earthwork contracts, the specifications permitted lifts 9 inches in depth, and required 10 passes of tamping rollers executing a foot pressure of 640 psi on tamping feet of 5 to 7 sq. inches. The rollers had a weight of approximately 3 500 pounds per linear foot of drum. In general, the tamping feet sank into the surface of the fill and even after the tenth pass left a loose mulch of material 6 to 8 inches in depth. The chunky material behaved somewhat like a gravel under the rollers, rather than like a cohesive soil. Although a 9 inch lift was permissible, contractors found that a thickness of 8 inches was more workable. Experience in the first three contracts indicated that the last two of the ten specified passes were contributing very little to the density, and the specification for the last two earthwork contracts required only eight roller passes on 8 inch lifts.

It is not practicable to reproduce, in laboratory compaction tests,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the gradation of chunk sizes produced on the fill by the construction equipment. It is also highly improbable that the distribution of moisture content between relatively undisturbed pieces of Fort Union and pulverized matrix materials would be similar in field and laboratory compacted specimens. As a consequence, laboratory compaction

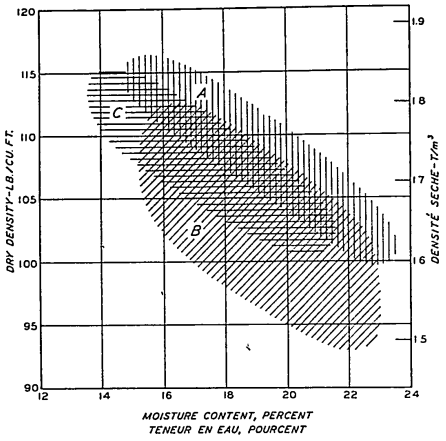


Fig. 1.

Moisture content and dry density of Fort Union materials.

(A) Original conditions.
(B) After compaction in the field.
(C) After Proctor compaction tests.

Teneur en eau et densité sèche des matériaux de Fort Union.

(A) *Conditions à l'origine*
(B) *Après compactage au chantier.*
(C) *Après les essais de compactage Proctor.*

tests were made primarily for comparative purposes, and not to establish a criterion for moisture or density of the fill. Figure 1 shows the range of the moisture-density relation obtained by standard Proctor compaction procedures on Fort Union Materials broken up to pass the No. 4 sieve prior to compaction. It will be noted that in general the laboratory optimum is one or two percent drier than the natural

moisture content, and that the maximum densities at laboratory optimum are generally about equal to the in place density of the parent material. Also shown on figure 1 is the range of moisture and density obtained in the embankment. As compared with the material in place, the moisture content is practically unchanged, while the density is approximately 5 lb cu. ft. lower. Since much of the fill material consists of pieces of the parent material retaining approximatey the in-place density, it is evident that the dry weight of the recompacted matrix of pulverized material is greatly reduced from the original density. The embankment densities do not compare unfavorably with the laboratory densities, but it is doubted that there is a valid basis for comparison, since the laboratory materials were pulverized to a degree that would be wholly impracticable as a field operation.

Construction control of the moisture content was largely by visual inspection of the workability of the fill. The criterion for density control was based indirectly on shear tests, which indicated that the design shearing strength would be obtained at densities 80 to 85 % of those obtained with the modified Proctor test. The field objectives were to obtain an average density of 87 %, with a minimum of 82 corresponding to about 94 and 89 % of the standard Proctor density. Field control testing consisted in taking a density sample for about each 4 000 cu. yds of material placed in the impervious and random zones. While a moisture determination was being made on a portion of the sample for record purposes, the material was recompacted at fill moisture content for a comparison between wet density as placed and wet density as recompacted. Provided the moisture content is in the normal range, the minimum dry density criterion is satisfied when the wet weight of the fill is within 10 pounds of the wet weight determined by recompaction. This method of density control, called the " one-point modified Proctor test ", provides a very rapid and effective check on compaction, and is especially suitable for use when proper moisture control can be assured by visual observations.

USE OF CHALK AT FORT RANDALL AND GAVIN POINT DAMS.

At Fort Randall Dam, excavation for the the spillway, outlet works, and power structures produced sufficient glacial overburden materials to construct the earth fill. In addition, these structures required the excavation of twenty million cubic yards of chalk.

Niobrara chalk is a marine deposit which occurs widely over the great plains area, from Texas to Canada. It is exposed in the bluffs of the Missouri River in southern South Dakota and is the principal bedrock encountered in structure excavations at the sites of Gavins Point, Fort Randall, and Big Bend dams. The formation is a lead

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

gray, argillaceous chalk or chalky shale. Its dry weight varies from 80 to 115 lb cu. ft., and its normal moisture content from 20 to 35 %. The average compressive strength of the unweathered chalk is about 1 000 psi.

A part of the chalk was placed as a dumped fill to form a berm at the downstream toe of the dam, adding to its stability. The remainder was placed on the upstream slope, forming a berm with slopes of 1 on 15 within the normal range of reservoir levels. At these levels the chalk berm has a thickness of 50 ft. or more and serves in lieu of rock riprap which otherwise would have been necessary.

Although chalk was not used for compacted fill at Fort Randall, a test embankment was built in anticipation of its use as a major component of the embankment for Gavin Point Dam, which was in the planning stage while Fort Randall was under construction. On the basis of these tests, the Gavins Point embankment was designed to use all of the 5 million cubic yards of chalk excavated for the spillway and powerhouse structures. The dam is 71 ft. high and 7 000 ft. long, having a volume of seven million cubic yards. It consists of a central impervious rolled fill core, flanked upstream and downstream by compacted chalk sections having slopes of 1 on 3 and 1 on 2.5 respectively. An impervious upstream blanket underlies the upstream chalk section, and extends beyond the upstream toe to a line 600 ft. upstream from centerline. Overlying the upstream slope is a massive protective berm of uncompacted chalk with slopes of 1 on 15 at normal pool levels. As at Fort Randall, the massive chalk section protects the upstream slope in lieu of hard rock riprap.

Much of the chalk at Gavins Point was highly weathered, and could be excavated by shovel or dragline without blasting. Moisture control and compaction procedures for the weathered chalk were essentially the same as for soil. Firm, unweathered chalk was blasted before excavation, using about 0.2 pounds of 40 % dynamite per cubic yard.

The firm chalk spread in 12 inch lifts was broken down on the fill by four passes of a spike-tooth roller weighing 50 000 pounds, equipped with teeth 10 1 2 inches in length. Compaction was obtained either by six passes of a heavy tamping roller or by three passes of a 50 tons rubber tired roller, at the option of the contractor. Both methods were used, and gave comparable results. The contractors generally preferred the rubber tired roller because of the fewer number of passes required.

Some of the drier chalk gave better results when water was added to moisten the fines. The water, when required, was added during spike-tooth rolling, with lesser amounts during final compaction.

The rolled chalk fill had an average dry weight of 88 lb/cu. ft. and a moisture content of 28 %. Check tests on samples from the fill showed the angle of internal friction to vary between 25 and 44° as compared with the design value of 26°.5.

SHALE AND ROCK FILL AT TUTTLE CREEK DAM.

The Tuttle Creek Reservoir on the Big Blue River is a key project in the flood control plan for the Kansas River basin, providing storage for 2 200 000 acre feet of water. The dam, located near Manhattan, Kansas, is an earth fill structure 150 ft. high, about 6 700 ft. long, with a volume of approximately 20 000 000 cu. yds. A chute spillway in the left abutment required the excavation of 8 000 000 cu. yds of shale and limestone of Permian age. Figure 2 is a columnar section of the beds involved in the spillway excavation, showing in condensed form some of the physical properties of the rock. The Cottonwood limestone is sufficiently sound for use as riprap, and the Neva limestone is suitable for rock fill. The shale members are generally calcareous, varying considerably within a single bed, even to the extent of becoming limestone. Upon exposure and drying, the shales slake rapidly and ultimately weather to clay. They are not, however, of the very soft and uncemented type of shales or claystone which can be handled as a soil in dam construction.

Figure 3 is a typical section of the embankment, as designed to utilize the rock from spillway excavation. The main mass of shale and rock fill is placed upstream of the impervious central core. In this zone, permeability of the fill is not a controlling factor, and the design takes into account the possibility that the initially pervious shale and limestone fill may become relatively impervious by slow weathering of the shale. The Neva limestone, from the massive bed at the bottom of the spillway cut, is to be placed as a rock fill topping out of the upstream shell. Downstream from the core, the shale and limestone in excess of upstream shell requirements is placed as the upper part of a random section. The Cottonwood limestone member is used as riprap on the upstream slope of the dam, and also as a protective cover for the downstream slope. Between the riprap and the shale-limestone fill is a layer approximately 10 ft. thick composed of large rocks raked out of the shale-limestone fill.

Specifications for placement of shale and limestone fill in the first earthwork contract required the material to be spread in 18 inch layers, dumping the finer materials near the core and the coarser materials upstream, insofar as practicable. Stones in excess of 2 3 of the lift thickness were to be raked upstream to the 10 ft. rock fill previously mentioned. The right to modify the design of the rock rake was reserved. During the spreading and raking operations, breaking up the shale chunks, by not less than two passes of a spike-toothed roller, was required. A roller fully ballasted to 20 000 pounds, with chisel pointed teeth seven inches in length, was specified, with provisions for changing the size or type, if considered advisable. The final operation was compaction of the layers with three passes of a 50 ton rubber tired roller.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

A	B	C	D
	225	115	7 4
EASLY CREEK SHALE 22 2'	4090	138	3 6
	460	129	9.1
	870	133	13 0
		126	8 0
		85	36.0
MIDDLEBURG LIMESTONE (3.0')			
		123	9.0
HOOSER SHALE 9.3'	1378	138	4 6
	1802	137	7 0
	1610	125	7.0
EISS LIMESTONE 9 5'	359	120	11 4
	1821	148	4 8
	1349	146	6.3
STEARNS SHALE 11 8'		127	11.1
	668	139	10.5
	488	132	8.5
MORRILL LIMESTONE (3 5')	8850	162	2 0
	203	120	15 0
FLORENA SHALE 7 6'	846	170	8.5
	1427	131	8 7
COTTONWOOD LIMESTONE 6 9'	2080	134	7 9
	4260	147	4 1
	1421	121	16.7
	2335	150	4 0
	2373	143	5 8
	961	118	7 3
ESKRIDGE SHALE 25 4'	1175	136	7.0
	1908	145	6.0
	1440	140	5.8
	6320	160	3.0
	919	133	7 9
	862	136	8 4
	979	140	5.6
	3670	150	4.9
NEVA LIMESTONE 17 8'	1020	135	10.3
	1353	137	8.0
	921	128	10 8
	2950	149	5.5

Fig. 2.

Thickness and character of rock excavated from Tuttle Creek Spillway.

(A) Name and thickness of beds.
(B) Compressive strength in p. s. i.
(C) Dry density in lbs/cu ft
(D) Moisture content.

Épaisseur et caractère des rochers extraits du déversoir de Tuttle Creek

(A) *Nom et épaisseur des couches.*
(B) *Résistance à la compression en livres par pouce carré.*
(C) *Densité sèche en livres par pied cube.*
(D) *Teneur en eau*

The specifications also required the concurrent construction of test fills, within the embankment section, to obtain information on the effectiveness of variations from the specified methods of placement, manipulation, and compaction. In addition to the procedures previously mentioned, specifications for the test fill provided for compaction with sheepsfoot rollers, loaded earth moving equipment, and tractor compaction. Ponding of water between two of the shale and limestone fills was also required, as a field test of permeability.

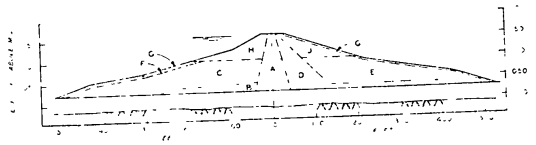


Fig. 3.

Typical Cross Section, Tuttle Creek Dam.

(A) Impervious core.
(B) Upstream Blanket.
(C) Upstream shale and limestone fill.
(D) Pervious zone
(E) Random zone.
(F) Upstream rock zone.
(G) Rock facing.
(H) Rock fill zone
(J) Downstream shale and limestone fill.

Coupe typique, barrage de Tuttle Creek.

(A) *Noyau imperméable.*
(B) *Tapis amont*
(G) *Remblai amont d'argile schisteuse et calcaire.*
(D) *Zone perméable.*
(E) *Zone de perméabilité variable.*
(F) *Zone amont en enrochements.*
(G) *Perré en enrochements.*
(H) *Zone en enrochements.*
(J) *Remblai aval d'argile schisteuse et calcaire.*

Following is a description of the principal items of equipment used on the shale and limestone sections of the test fills and main embankment, with comments on their performance :

a. The spike-tooth roller was a modified tamping roller, pulled by a D-8 tractor. The teeth projected 9 inches from the drum, with end surfaces 9 1 2 by 1 2 inch oriented with the long dimension normal to the drum. When ballasted to 20 000 pounds the roller was ineffective, and was re-ballasted with sand and water to 35 000 pounds. On weathered shale from the Easly Creek formation, its performance was

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

satisfactory. On the unweathered shales, the roller tended to ride over the harder chunks, concentrating the load on a few teeth and breaking them from the drum. It appeared that flexure of the 1 2 inch shell of the drum was contributing to the trouble, and the roller was re-built with 1-inch plate in the drum. The reconstructed roller was satisfactory, although teeth were still occasionally broken from the drum. The roller was not as effective in breaking up very large pieces of tough shale as the grousers on the tractor treads.

b. The rubber tired roller had a rigid steel frame, with body capable of ballasting to 50 tons. The four tires were mounted in pairs, each pair free to move about a longitudinal axis. As used, the roller was ballasted to 40 tons, and was pulled by a D-8 tractor. Performance was very satisfactory on a relatively smooth surface, but on very rough surfaces the roller tended to overturn and the wheels to bind on each other and against the tire wells. Certain sizes of rock and shale tended to wedge between the wheels, with undue wear on the equipment. On extremely rough rock layers, the roller could not be used at all.

c. The sheepsfoot roller was a 60 inch double drum unit, with tamping feet projecting 7 inches and having an area of seven square inches, The roller was ballasted to a foot pressure of 580 psi. This roller was. of course, satisfactory on soil and badly weathered shale placed in thin lifts. On lifts containing large pieces of shale. the roller rode over the hard chunks and gave very poor compaction.

d. The rock rakes were mounted on D-6 tractors. They were 12.5 ft. wide, with teeth projecting 16 inches below the lower cross bar. Each rake weighed approximately 4 000 pounds. Initially, both rakes were equipped with ten teeth spaced at 13 inches. It was found that the close spaced teeth acted as a dozer blade, pushing relatively small pieces of rock and large amounts of fine material ahead of the rake. Four teeth were removed from one of the rakes, leaving six at approximately 26 inch centers. When operated with a slight up and down motion, the modified rake screened out most of the large pieces and moved them to the upstream rock fill zone, while the rake with closer spaced teeth was used to remove rock missed by the first operation.

e. For traffic compaction, an 8 cu. yd dump truck was used, loaded to an estimated gross weight of 40 000 pounds. The truck produced densities about equal to those obtained with a rubber tired roller, but required approximately three times as much time to process an area with equal coverage.

f. A D-6 tractor, weighing about 23 000 pounds, used primarily for motive power, proved to be too light to break the shale and limestone.

g. A D-8 tractor, weighing about 46 000 pounds, was used for motive power and also for tractor compaction. It proved to be quite effective for breaking up large pieces of shale, but was too slow and too light to compete with the rubber tired roller for compaction.

Eight test embankments were constructed using materials from the spillway. Separate tests for weathered and unweathered material

were made with the Florena, Stearns, and Eskridge shales. Weathered and unweathered shales were combined in the tests with Hooser shale, and all of the Easly Creek formation was weathered. The limestone bed of the Stearns shale was excluded from the test embankments, but was used in the main embankment.

Massive, unweathered shale was first encountered in the Hooser formation. Blast holes were spaced on eight foot centers in rows six feet apart. Initially, each hole was loaded with five pounds of 40 % dynamite, and shot with a 50 ms delay between rows. This loading produced too many large blocks, and the charge was later changed to six pounds of dynamite in the first row of holes, and 5.5 pounds in the remaining three rows. This loading produced better breakage, with the maximum block size being about 3 by 2 ft.

The first layers of the Hooser shale fill were spread in 12 inch layers with a dozer, followed by raking with the close spaced rock rake. These operations left many large pieces of shale embedded in the lift, making it difficult to travel with the equipment. Much better removal of the large pieces was obtained when a rake with wide-spaced teeth was used to spread from the dump pile, followed by the close spaced rake. This procedure also exposed the large chunks to attack by the tractor treads, and thereby improved breakage. The spike tooth roller was ineffective on the large pieces of unweathered shale. The final lifts, after increasing the blasting charge, were spread by rock rakes and compacted, without prior use of the spike tooth roller. Rake operation was 60 mn for an area of approximately 10 000 sq. ft. Compaction of 18 inch lifts with 3 passes of the rubber tired roller gave an average dry density of 112 pounds cu. ft., while 4 passes on 12 inch lifts increased the density only to 115 pounds. Typical gradation of the compacted fill was 20 % coarser than 3-inch, 60 % coarser than 3 4 inch, and 80 % retained on the Number 4 sieve.

The unweathered Florena shale, like the Hooser, was difficult to break down on the fill. It was drilled on a diamond pattern at 8 ft. centers, and loaded with 8.5 pounds of dynamite per hole. Good breakage was obtained with the exception of some large blocks from the middle of the member. These blocks could not be broken down with the spike-tooth roller, even when subjected to as many as 30 passes. By turning a D-8 tractor with the treads in contact with large blocks, they could be broken by the grousers. This and the large pieces were raked to the upstream rockfill zone. The Florena shale was placed in 12, 18 and 24 inch lifts compacted respectively with 2, 3 and 4 passes of the rubber tired roller. Dry density of the fill ranged from 111 to 116 lb/cu. ft. and showed no consistent variation with layer thickness and number of passes. The average gradation of the compacted fill was 20 % coarser than 3-inch, 45 % coarser than 3/4 inch, and 80 % coarser than the No. 4 sieve.

The weathered portion of the Florena shale was excavated without blasting, and required no raking out of oversize or spiketooth rolling. It was compacted by the rubber tired roller in 12 inch lifts. Two

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

passes of the roller yielded dry densities of about 105 lb. a ft. and little or no additional density was obtained by 4 passes.

Test fills with other shales, weathered and unweathered, gave results similar to those previously described. In general, the weathered shale could be placed with little or no raking out of oversize or spike-tooth rolling. Experience with the unweathered shales showed the necessity for varying the blasting in the various members to achieve satisfactory breakage, and that proper blasting could substantially reduce the subsequent work on the embankment. Analysis of the tests showed that placement of the shale in layers less than 12 inces thick was economically undesirable, since the time required for manipulation and compaction of thinner layers was as much as required for thicker lifts. The tests also indicated 18 inches as the upper limit of thickness which could be processed with the equipment used, without leaving large blocks of shale and large voids in the lift.

Specifications for the second stage of embankment construction were revised only in minor details as a result of experience with the test fills and main embankment in the first contract. The procedures now is use are very similar to those described for the test embankment. Except for the outer zones formed by raking out oversize pieces, the fill is well graded, dense, and free from large voids. Tests on samples taken from the fill show its shearing strength to be equal to or greater than design requirements.

PRE-WETTING OF BORROW PITS AT OAHE DAM.

Construction of embankment for the Oahe project on the Missouri River has been in progress since the summner of 1950. Earthwork has been divided into six separate major contracts, sheduled to coordinate with the major contracts for outlet works tunnels, stilling basin, power tunnels, and powerhouse. A seventh major earthwork contract will be required to complete the embankment, which will have a total volume of 78 million cubic yards.

The dam is 240 ft. high, and is constructed on foundations which require flat embankment slopes for stability. The central portion consists of conventional rolled earth fill. Upstream and downstream, flat berms constructed of semi-compacted shale provide stability and make use of the large volumes of shale excavated to accommodate the structures. Material for the rolled earth fill, obtained from required excavations and borrow pits, consists of sands, clayey sands, silts and clays.

The project is located in a semi-arid area with an annual rainfal of 16 inces, and the upland soils are consequently drier than optimum for compaction. The moisture deficiency varies with soil type, but is about 12 % on the average. Experience during the first construction season showed that addition of moisture on the fill and the extra processing of the fill to obtain uniform moisture distribution resulted in

relatively high costs to the contractor. During the next construction season, the contractor elected to pre-wet fill materials in the excavation area, and the method has been followed by all subsequent contractors at Oahe.

Initially, the borrow areas were terraced and ponded for a period of three to six weeks, depending on the type of material and the depth of penetration desired. After ponding, the area was allowed to " cure " for two to four weeks, resulting in a fairly uniform distribution of moisture content. In later operations, under the first contract, the pre-wetting was accomplished by a sprinkler system because of rough terrain. All subsequent contractors have used the spinkler system in preference to ponding, even when the terrain is relatively flat. In general, the prime earthwork contractors have sub-let the pre-wetting to firms experienced in use of sprinkler irrigation systems.

As a specific example of pre-wetting operations at Oahe Dam, figures are cited below for a left abutment area excavated in the fourth earthwork contract. The material was a glacial deposit ranging from compact glacial fill to sand. The grass covered surface had an infiltration rate estimated at 0.30 inches of water per hour. To supply water at this rate, sprinklers with a capacity of 8 gallons per minute were spaced on a 50 - 60 ft. grid. The moisture deficiency was estimated at 15 % of the dry weight of the soil, which averaged approximately 85 pounds cu. ft. The amount of water to be applied would be approximately 55 inches at 100 % efficiency, which was increased to 55 inches, corresponding to 80 % efficiency due to runoff and evaporation losses. At the sprinkler application rate, 0.32 inches h, approximately seven days of continuous irrigation would be required for the average 30 ft. depth.

As in the case of pre-wetting by ponding, a curing period follows sprinkler application to permit the moisture to percolate throughout the entire area and to attain a uniform distribution. At Oahe, the minimum curing time was approximately 30 days, and a much longer curing period was often used. Payment for water for compaction is made at the same unit price for either method of application. When pre-wetting is used, the runoff from the area is measured and deducted from the amount applied.

Experience at Oahe has led to the following conclusions :

a. The excavation areas can be pre-wet to the desired depth and moisture content by control of the time and rate of sprinkler irrigation.

b. Sprinkler application is preferable to the ponding method, in that it is applicable to any type of terrain and is more easily controllable.

c. Best results are obtained by irrigation before removal of grass and vegetation. The pores of a bare soil surface trend to become sealed off, retarding the infiltration rate

d. Better results are obtained with fine grained soils by intermittent application of water, giving it time to penetrate without excessive runoff.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

e. Use of raw river water causes damage to pumps and plugs the sprinkler heads. Use of clear water largely eliminates these troubles.

While the end product is very nearly the same, whether the water is added on the fill or in the borrow areas, pre-wetting of fill materials at Oahe Dam has proved to be decidedly advantageous as a construction procedure. Under the specifications, the contractor had the option of using 50-ton rubber-tired rollers on layers 12 inches thick before compaction, or using heavy sheepsfoot rollers on 8-inch layers. If the soil is deficient in moisture content, it is very difficult, if not impossible, to add water to a 12-inch layer and process the lift to secure uniform moisture distribution. It would be necessary to process a 12-inch lift in two separate layers before compaction, thus losing a substantial part of the advantage of rubber-tired rollers. Of even greater economic importance is the nearly complete elimination of moisture processing as a fill operation. In 1956 a field comparison of handling pre-wetted material versus addition of moisture on the fill was made at Oahe Dam during a period when use of a non-irrigated excavation area was temporarily necessary.

Data on plant and personnel requirements, production and costs, are shown below for fill operations with and without moisture processing prior to compaction.

	Moisture added on fill	Moisture added in borrow area
Plant		
Dozers with scarifier	1	1
Discs with tractor	1	0
Water trucks	2	0
Spike tooth rollers with tractor	1	0
Patrol	1	1
Rubber-tired roller with tractor	1	1
Labor		
Operators	8	8
Dumper	1	1
Foreman	1	1
Production rate (c.y. hr.)	700	660
Direct costs cubic yard ($)	0.108	0.079

The final difference in costs would be slightly less than indicated, since the figures do not include the cost or pre-wetting operations in the excavation area.

The moisture deficiency at the time of comparison was 5.3 % which is less than the average deficiency at Oahe. The cost differential, due to moisture processing on the fill would, under average conditions, be greater than the six cent per yard differential shown above.

Using only the fill processing equipment normally on the job, the rate of production would be cut approximately in half if the earth fill material were not pre-wetted in the borrow area. If the normal rate of construction were to be maintained with dry material, it would require approximately twice the amount of fill processing plant now in use. It is questionable whether the increased amount of plant could actually be operated efficiently on the fill.

CONCLUSIONS.

Experience of the Corps of Engineers has shown that very satisfactory earth dams may be built without a great degree of selectivity as to the materials used outside the impervious zone. The use of material from structure excavations is extremely important economically, especially when chute spillways of high capacity are cut through high terrain in the abutments. While such materials cannot in some cases be processed to the density and shear strength obtainable with carefully selected soils, the design of the embankment can be adapted to the physical characteristics of the available materials.

For the most part standard laboratory tests cannot be used as a guide either for the design or construction control when soft rocks are used for compacted embankments. Initially, test embankments have been used to develop appropriate construction procedures, using standard earth moving and processing equipment with only minor modifications. These procedures have been refined on the basis of full scale construction experience, and have produced embankments meeting the technical requirements at a minimum cost.

BIBLIOGRAPHY.

Embankment Soil Characteristics (*U.S. Army Engineer District, Garrison*, June 1951).

Tuttle Creek Dam and Reservoir (Design Memorandum No. 4, *U. S. Army Engineer District, Kansas City*, April 1955).

K. J. Sughroue (Claussen-Olsen-Benner, Inc), *Report on Pre-Wetting of Excavation Areas for Stage IV Earthwork Contract by Sprinkler Irrigation.*

SUMMARY.

Construction of earth dam projects on the Missouri River has as a rule involved the excavation of very large quantities of soft rock from the sites of spillways and other hydraulic structures. In some cases, as at Garrison, Fort Randall, and Gavins Point Dams, the quantity of material from such excavation has equalled the volume of the embankment. The dams have been especially designed to use materials from the required excavation, even though some of these materials are quite

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

different from the types of soils normally used for rolled filled construction.

Selected examples of the use of soft rocks in dam construction are presented. At Garrison Dam, siltstones and claystones from the Fort Union were compacted with very little departure from conventional rolled fill construction methods. Niobrara chalk was used in large masses at Fort Randall and Gavins Point on the upstream slopes, replacing conventional rock protection. Chalk was also recompacted as an integral part of the fill for Gavins Point.

At the Tuttle Creek Dam, test embankments were used to develop construction procedures for the successful use of shale and limestone in a compacted fill comprising about one-fourth of the total volume of the dam.

At the Oahe project, conventional rolled earth fill is used for the principal part of the embankment, and shale from structure excavations is used only on stabilizing berms upstream and downstream. The addition of water on the earth fill at Oahe was a time consuming operation which prevented utilization of excavation equipment at full capacity. This difficulty was avoided by advance pre-wetting of the borrow materials by sprinkler irrigation methods.

These examples are typical of the experience which has led to the conclusion that the soft rock formations which occur at most dam sites on the Missouri River can be used to great economic advantage without sacrificing any technical requirements for earth dam construction.

RÉSUMÉ.

En général, la construction des barrages en terre sur la rivière Missouri a entraîné l'extraction d'un cubage très important de rocher faible, nécessaire pour l'exécution des déversoirs et des autres ouvrages hydrauliques. Aux barrages de Garrison, Fort Randall, et Gavins Point, le cubage de telles extractions fut égal au cube total du remblai. On a projeté des massifs tenant compte tout spécialement de l'emploi de ces matériaux, quoiqu'ils eussent, dans certains cas, des caractéristiques très différentes des sols qu'on emploie d'ordinaire pour l'exécution des compactages par roulage.

On donne quelques exemples de la mise en place des roches faibles. Au barrage de Garrison, le compactage des limons et des argiles indurées du gisement de Fort Union fut accompli avec peu de modification des méthodes ordinaires. Aux barrages Fort Randall et Gavins Point, des masses importantes de marnes de Niobrara ont remplacé le perré de protection conventionnel sur la face amont. On a aussi employé des marnes compactées dans les échelles du remblai à Gavins Point.

On a fait des essais de compactage au chantier du barrage de Tuttle Creek pour déterminer les procédés satisfaisants pour la mise en place et le compactage des argiles schisteuses et des calcaires utilisés dans un remblai compacté comprenant le quart du volume total du barrage.

Au barrage Oahe les sols compactés par les méthodes ordinaires forment la partie principale du remblai. Une argile schisteuse s'emploie seulement dans les remblais de stabilité amont et aval. L'humidification des sols sur le massif principal était une opération qui ralentissait la marche de la mise en place, et qui empêchait l'utilisation maximum du matériel d'extraction et de transport. On a évité cette difficulté en arrosant les matériaux à la zone d'emprunt quelques semaines avant leur extraction.

Ces exemples sont des expériences typiques qui nous ont amené à la conclusion qu'on peut employer avec un grand avantage économique, les rochers faibles qui se trouvent aux sites des barrages du Missouri, sans pour cela sacrifier aucune des nécessités techniques requises dans la construction des barrages en terre.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 96

QUESTION N° 22

W. J. TURNBULL
AND W. G. SHOCKLEY
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

COMPACTION OF EARTH DAMS IN THE CORPS OF ENGINEERS, U. S. ARMY (*).

W. J. TURNBULL,
Chief, Soils Division,
U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

and W. G. SHOCKLEY,
Chief, Embankment and Foundation Branch, Soils Division,
U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

INTRODUCTION.

In the Corps of Engineers, U. S. Army, earth dams are designed and constructed to comply with the usual criteria of safety against overtopping, slope or foundation failure, and excessive seepage, and to minimize maintenance requirements. Considerable latitude is permitted individual Engineer District offices in achieving these objectives, with only general guidance as to design and construction procedures in the form of engineering manuals [2], [3], [4], (1) and guide specifications [1] plus review by higher echelons to assure conformance with sound engi-

(*) *Compactage des barrages en terre construits par le Corps of Engineers, U. S Army*

(1) Numbers in parentheses refer to Bibliography

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

neering practice. Thus, it may be said that there is no rigid conformity in design and construction of earth dams throughout the Corps of Engineers. Rather, each individual project is treated on its own merits with solutions adapted to fit particular problems as they arise. Nevertheless there is general conformance to sound engineering practices. Most of the design and construction control requirements mentioned in this paper are taken from the guide specifications and engineering manuals; however, certain of the views expressed reflect the experience of the authors and do not necessarily conform to Corps-wide practices.

The aim of construction control of earth dams is to achieve the desired end product visualized in an adequately designed structure. This is accomplished principally by controlling the moisture and density of the embankment soils within acceptable limits, with the tacit assumption that the materials so placed will have engineering properties (e. g., strength and settlement characteristics) similar to or better than those obtained from laboratory tests used in design. Engineering properties of the soils as placed are checked during construction to insure the validity of this assumption, as will be developed later. The goal of proper placement of materials is to insure stable slopes and foundations, control seepage, avoid excessive settlement, and minimize differential settlements. With respect to the latter item, large differential settlements of the embankment and-or foundation could cause detrimental cracking of the impervious section of the embankment if the soils are placed too dry. Therefore, it is desirable to place these materials either at or slightly wet of the optimum moisture content.

CONSTRUCTION SPECIFICATIONS.

Specifications [1] for earth dam construction are usually of the "performance" type in which the type of equipment and number of passes, moisture control, and lift thickness are delineated. In general, either sheepsfoot or heavy rubber-tired rollers are used for soil compaction. Usually, sheepsfoot rollers have feet ranging from 5 to 14 sq. in. in size and unit foot pressures in the range of 250 psi to 600 psi (measured with one row of feet in contact with the ground). It is desirable to adjust these values for a given soil type, in order to achieve efficient compaction [5], [9]. Rubber-tired rollers should be heavy, with wheel loads in the range of 18 000 to 25 000 lb and tire pressures in the order of 80 to 100 psi [1].

The number of passes a piece of compaction equipment shall make to achieve the desired density of compacted fill is set forth in specifications, with provision for extra payment of roller time in the event additional passes are necessary. Experience has indicated that about four coverages of a rubber-tired roller or six passes of a sheepsfoot roller are about the minimum that can achieve a density approximating the standard A. A. S. H. O. density in fine-grained soils. It is well known that after a certain number of passes of a given weight of roller the increase in density per pass becomes relatively small. Therefore, the engineer must exercise judgment in selecting the best combination of number of passes and roller weight to provide the most efficient compaction on a specific job. Careful visual observation and checking by laboratory test at the beginning of a job will indicate any need for adjustments in weight and-or passes of the roller.

Impervious soils are generally placed in layers that compact to 6 in. when sheepsfoot rollers are used and to 12 in. when rubber-tired rollers are used, although these values may be varied to suit particular conditions. Care should be exercised in field control sampling, especially on thicker lifts, to insure that the densities obtained represent average conditions in the lift.

Specification requirements for moisture control usually set a range of moisture contents below and above the optimum value within which placement of embankment soils is to be controlled. Actual placement moisture content ranges are established based upon design tests and practical considerations as described below.

The specifications for compaction discussed in the preceding paragraphs often can be established readily by the engineer if he is familiar with the soil types being used for construction. In cases of doubt, field test sections built either prior to construction or incorporated as part of the initial embankment compaction operations are used to determine proper equipment weights, number of passes, lift thicknesses, and moisture controls [4].

DESIGN CONSIDERATIONS.

The selection of soil placement moisture contents and densities during the design phases of an earth dam is based on several considerations. First, the authors believe that even under favorable conditions a range of placement moisture contents of six percentage points, with about three-quarters of the values falling within a four percentage point range, is about the best control that can be expected in the field. Next, it is desired that the average placement moisture content should be slightly wet of optimum, in order to insure the construction of a plastic core section. Finally, the maximum placement moisture content that should be allowed is that which will permit the compaction equipment to operate satisfactorily and achieve the desired results. Using these factors as guides and based on laboratory identification and compaction tests, placement moisture content ranges are selected for the principal soil materials to be used in constructing the embankment.

The next step in design is to perform shear strength tests on typical soils compacted over a range of moisture contents and densities encompassing anticipated placement values. In general, a complete representation of shearing strengths is established on typical soils; these

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

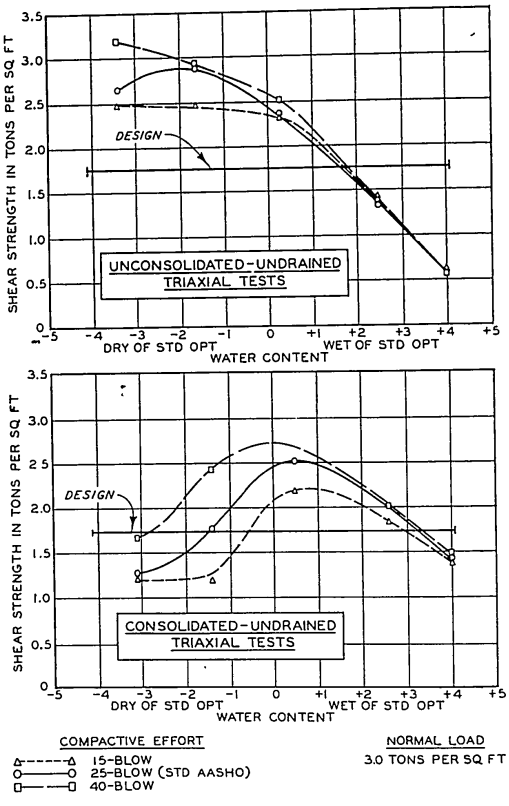


Fig. 1.

Effect of compactive effort and water content on shear strength of clay sand.

Effet de l'effort de compactage et de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement du sable argileux.

include consolidated-drained, consolidated-undrained, and unconsolidated-undrained test conditions. The first type is run in the direct shear apparatus and the latter two in the triaxial compression apparatus, because of limitations inherent in each type of testing equipment. From these test results separate design strengths for each type of test are selected which are compatible with the selected range of placement moisture contents. Typical results of unconsolidated-undrained and consolidated-undrained tests on a clayey sand soil for one normal load are shown on figure 1; similar plots are developed for other test loadings [10]. It will be noted on these plots that design strengths have been selected such that the strength for the particular test condition will equal or exceed the design value if the soil is placed at moisture contents within a reasonable range of optimum and compacted to a satisfactory density. Side slopes and zonation of materials for the embankment are determined by applying the selected design strengths in stability analyses for various construction and operating conditions.

In investigating the stability of earth dam slopes in the design phase, the consolidated-drained shear strengths are used, with allowance for pore pressures as determined from flow nets or other reasonable estimates of piezometric levels. For the construction condition where little to no consolidation is anticipated, the unconsolidated-undrained soil strength may be used to check the stability. For a limiting rapid drawdown case, the consolidated-undrained soil strength may be applicable. These are merely examples of applications of various types of soil strengths to slope stability analyses; other design cases could be cited where these strengths may be applied singly or in combination [4].

LEGEND OF THE FIGURE 1

Design = *Résistance utilisée dans les calculs.*
Unconsolidated-undrained triaxial tests = *Essais triaxiaux sans drainage sur échantillon non consolidé.*
Shear strength in tons per sq ft. = *Résistance au cisaillement en tonnes (*) par pied carré.*
Dry of std opt = *Plus sec que l'optimum normal.*
Wet of std opt = *Plus humide que l'optimum normal.*
Water content = *Teneur en eau.*
Consolidated-undrained triaxial tests = *Essais triaxiaux sans drainage sur échantillon consolidé.*
Compactive effort = *Effort de compactage.*
Δ- - - -Δ 15 blow = 15 *coups.*
o——o 25 blow = 25 *coups* (Std A. A. S. H. O.) = (*Normal A. A. S. H. O.*).
□— —□ 40 blow = 40 *coups.*
Normal load = *Charge normale.*
3.0 tons per sq. ft = 3,0 t *par pied carré.*

(*) *Les tonnes mentionnées dans cet article sont de 2 000 livres.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The design factor of safety is usually 1.5 plus for most conditions of analysis; however, for the sudden drawdown analysis, which is usually conservative, factors of safety from 1.25 to 1.0 may be permitted [3].

CONSTRUCTION CONTROL.

The control of compaction of earth dams normally is accomplished by checking the moisture content and density of the in-place materials by means of control samples. The number of such samples taken will vary with job conditions but usually is in the order of one sample for every 1 000 to 3 000 cu. yd. of material in place. Samples are taken by conventional methods such as sand-displacement or small drive samplers. One of the problems besetting field engineers is the proper classification of control samples, particularly when a variety of soil types are used in construction, so as to compare field test results with those on similar materials tested in the laboratory. The authors are not aware of any single method of control which will be best in all cases. Identification may be accomplished by means of visual examination, comparison with samples of typical materials which have been carefully selected in advance, or by check tests of grain size and Atterberg limits. Once field samples have been identified as to type, the resulting strength of the embankment may be evaluated by comparing the field density and moisture content with the specified moisture content and density range for that type of material to determine whether they fall within acceptable limits.

Field control comparisons can be accomplished in several ways, depending on soil type, construction specification requirements, and the preference of the engineer. The use of the Proctor needle, comparison with families of compaction curves, determination of percentage of rock in the sample, and the use of the shrinkage limit, are among the many methods used to identify and compare field control samples to determine compliance with compaction specifications. Equally important as the field control tests in controlling compaction are the visual observations of roller and fill behavior by the experienced field engineer. By observation of the rate at which the roller " walks out " of the fill during compaction, by the " spring " of the roller and the underlying fill, the experienced field man can usually tell whether satisfactory compaction is being achieved.

Undisturbed record samples of embankment soils are taken at selected intervals as a final check on the adequacy of the compacted fill. These samples are subjected to the usual identification tests and further are tested for shear, consolidation, permeability, etc., as appropriate, for comparison with values used in design. Thus, a permanent record is obtained of as-built characteristics of the embankment. In general, record samples are obtained at widely spaced intervals, on the order of one sample for every 10 000 to 100 000 cu. yd. of material, and at key locations in the embankment.

On most Corps of Engineers earth dams less than 100 ft. high, the development of pore pressures during construction has not been a problem. This is due, in part, to the practice of extending construction over two or more seasons and building the embankment to full height in stages, thereby permitting any pore pressures to dissipate before they become excessive. In cases where pore pressures are anticipated during construction, piezometers are installed at strategic points in the embankment and foundation and are observed frequently so as to detect potentially detrimental values. The rate of construction may need to be adjusted to allow excessively high pore pressures to dissipate.

EXAMPLES OF EARTH DAM CONSTRUCTION.

In the following paragraphs brief descriptions are given of three earth dams constructed by the Corps of Engineers : Blakely Mountain in Arkansas; Benbrook in Texas; and Island Creek (John H. Kerr Project) in Virginia. Methods of compaction are described and the compaction achieved as reflected by control samples is set forth. Comparisons are shown between design strengths of embankment soils and the as-built strengths indicated by record samples.

Blakely Mountain Dam.

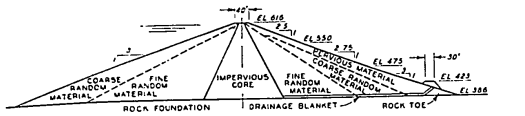
Blakely Mountain Dam, on the Ouachita River in central Arkansas, was constructed under the supervision of the U. S. Army Engineer District, Vicksburg, Mississippi, in 1950 to 1952 [7]. It is a rolled earth structure about 230 ft. high and 1 200 ft. long and contains about 4 000 000 cu. yd. of fill. The dam rests on a rock foundation. The embankment (*fig.* 2 *a*) consists of a core of select impervious soils with fine random zones on each side grading into more pervious coarse random shells. Side slopes are 1 on 3 upstream and 1 on 2.5 to 1 on 3 downstream.

The embankment was compacted in layers 6 in. thick by 6 passes of a 300-psi (2 800 lb/lin ft.) sheepsfoot roller having 1¼ sq. in. feet. Moisture controls set forth in the specifications were between 1.5 percentage points dry to 1.0 percentage point wet of optimum for the impervious core materials. Design studies were based on anticipation that the compacted density of the embankment soils would be within 2 to 5 lb/cu. ft. of the standard Proctor (A. A. S. H. O.) maximum.

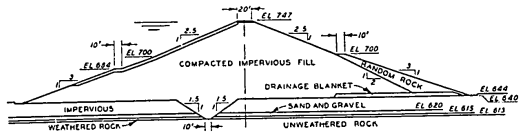
Approximately 1 850 control samples of the embankment materials were taken, or about one sample for every 2 000 cu. yd. of fill, to control embankment construction. These tests indicated that the soils in the impervious core and fine random zones were placed on an average of about 0.5 to 1.0 % wet of laboratory optimum. Approximately one-fifth of the samples were drier and one-fourth were wetter than the moisture content range set forth in the specifications. The average densities of the control samples ranged from about 2.5 to 5 lb/cu. ft.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

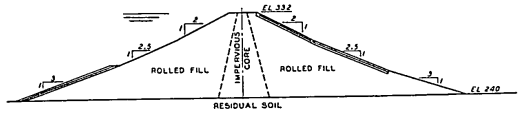
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8



a BLAKELY MOUNTAIN DAM



b. BENBROOK DAM



c. ISLAND CREEK DAM

Fig. 2.

Embankment cross sections.

Sections transversales des barrages.

(*a*) Blakely Mountain Dam = *Barrage de la Montagne de Blakely*
El 616 = *Cote* 616, *etc.*
Coarse random material = *Tout-venant grossier.*
Fine random material = *Tout-venant fin*
Impervious core = *Noyau imperméable.*
Pervious material = *Matériel perméable.*
Rock foundation = *Fondation de rocher*
Drainage blanket = *Tapis de drainage.*
Rock toe = *Pied du rocher.*
(*b*) Benbrook Dam = *Barrage de Benbrook.*
Compacted impervious fill = *Remblai compacté imperméable.*
Random rock = *Tout-venant*
Impervious = *Imperméable*
Sand and gravel = *Sable et gravier.*
Weathered rock = *Roche altérée.*
Unweathered rock = *Roche inaltérée.*
(*c*) Island Creek Dam = *Barrage d'Island Creek.*
Rolled fill = *Remblai roulé.*
Impervious core = *Noyau imperméable.*
Residual soil = *Terrain délritique.*

light of the standard Proctor maximum laboratory density; this range coincided with that anticipated in design.

Fifteen undisturbed, or record, samples were taken of the core materials during construction of the embankment. Shear, consolidation, and mechanical analysis tests were performed on these samples. For illustrative purposes, the results of consolidated-drained direct shear tests on record samples of impervious core materials are compared to the design strength on figure 3 *a*. Inspection of this figure shows that the consolidated-drained shear strengths of the record samples tend to group very closely slightly below the corresponding design strength curve. Results of other types of shear tests on the record samples ranged from slightly below to slightly above their corresponding design strengths; they are not shown in this paper.

Inasmuch as the dam was 230 ft. high, some pore pressures were anticipated in the embankment, even though construction was carried out over three working seasons. Accordingly, a comprehensive system of piezometers was installed in the embankment and foundation. Maximum pore pressures observed during embankment construction ranged from about 25 to 50 ft. of water at the base of the core and upstream fine random zone. Little to no pore pressures developed higher than 25 ft. above the base and none developed in the downstream fine random zone above the drainage blanket. There is reason to believe that these pore pressures may be the result of hydrostatic pressures in the foundation rather than consolidation of the embankment; in any case, they were not of sufficient magnitude to influence construction progress.

Benbrook Dam.

Benbrook Dam is located on the Clear Fork of the Trinity River near Fort Worth, Texas, and was constructed under the supervision of the U. S. Army Engineer District, Fort Worth, Texas, between 1947 and 1951 [6]. The dam is a rolled earth structure about 105 ft. high and 9 070 ft. long and contains 5-1/4 million cu. yd. of fill. The embankment (*fig. 2 b*) consists of an unzoned section of fairly impervious silty and sandy clays with a downstream section of random rock. Side slopes range from 1 on 2.5 to 1 on 3 both upstream and downstream.

The embankment was compacted in 6-in. lifts by 7 passes of a 600 psi sheepsfoot roller having 7 sq. in. feet. Moisture controls required the soils to be placed from about 3 percentage points dry to 1 percentage points wet of modified A. A. S. H. O. optimum. It was anticipated that field densities would average about 95 % of modified A. A. S. H. O. maximum. (Authors' note : This roughly corresponds to about 100 % of standard A. A. S. H. O. density and a moisture content range from about 4 % dry to 3 % wet of standard optimum).

During early phases of construction the desired density was not always achieved with the 7 passes of the sheepsfoot roller specified and extra rolling was required. The density requirements were recon-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

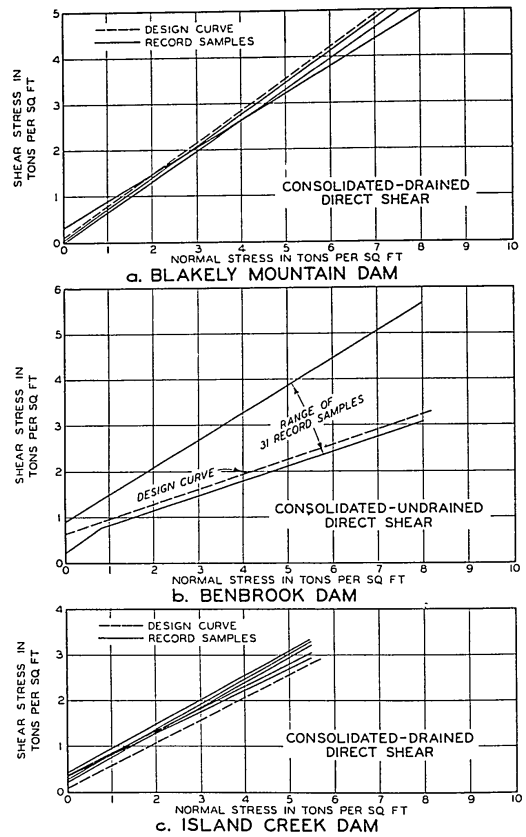


Fig. 3.

Embankment strength comparisons.
Comparaisons des résistances des barrages.

sidered at the request of the contractor and were lowered from 95 to 92.5 % of modified A. A. S. H. O. maximum, the number of roller passes remaining at 7. A total of 1 708 field control samples were taken, or approximately one for each 3 000 cu. yd. of impervious fill placed. The field records do not indicate the number of samples failing to meet the control criteria but state that only a small number of samples failed to do so and that as a corrective measure about 130 hours of extra compaction were required. The results of field control tests indicated that the impervious silty and sandy clays were placed at an average moisture content 2.1 % wet of modified A. A. S. H. O. optimum and an average density of 96 % of modified A. A. S. H. O. maximum. These data tend to show that, although the minimum density requirement was reduced during construction, the average density of the completed embankment slightly exceeded the minimum value originally set. However, it is believed that this is not the case, as there is reason to suspect that the method of taking control samples gave density values which were too high, as mentioned in the next paragraph.

Thirty-one record samples also were obtained during construction. Classification and consolidated-undrained direct shear tests were performed on these samples. A comparison of shear strengths of the record samples with the design curve is shown on figure 3 *b*. The great majority of the record samples developed strengths in excess of design values. It is of interest to note that of 20 of the 31 record samples for which comparisons could be made, 8 had water contents in excess of the maximum allowed by the specifications and the remaining 12 were wetter than optimum but fell within the specification limits. Ten samples had less than 92.5 % of modified A. A. S. H. O. maximum density, 8 were between 92.5 and 95 %, and 2 were above 95 %. The low densities may be the result of inadvertently taking the record samples in spots of low density or, more probably, they reflect differences in techniques in obtaining record and control samples. (Control samples were taken by the rubber balloon method and record samples were approximately 1 ft. cubes taken in shallow

LEGEND OF THE FIGURE 3

Design curve = *Courbe utilisée dans les calculs*
Record samples = *Échantillons de contrôle*
Consolidated-drained Direct shear = *Consolidé avec drainage, cisaillement direct*
Shear stress in tons per sq ft = *Contrainte de cisaillement en tonnes par pied carré.*
Normal stress in tons per sq ft = *Contrainte normale en tonnes par pied carré.*
Range of 31 record samples = *Région de 31 échantillons de contrôle*
Consolidated-undrained direct shear = *Consolidé sans drainage, cisaillement direct.*

(*a*) Blakely Mountain Dam = *Barrage de la Montagne de Blakely.*
(*b*) Benbrook Dam = *Barrage de Benbrook.*
(*c*) Island Creek Dam = *Barrage d'Island Creek.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

test pits. In the authors' opinion, densities for the record samples are more reliable than those for the control samples.)

Benbrook Dam has a maximum height of 105 ft. so no significant pore pressures were anticipated during construction. Three piezometers were installed at the base of the embankment at one cross section. No pore pressures were recorded during or immediately after construction.

Island Creek Dam.

Island Creek Dam is a part of the John H. Kerr project, a multipurpose development in the Roanoke River Basin. It is located on Island Creek, a tributary of the Roanoke River near Clarksville, Virginia, and was constructed in 1950 and 1951 under the supervision of the U. S. Army Engineer District, Norfolk, Virginia [8]. The dam is a 2 100 ft. long rolled fill section 90 ft. high and contains 566 000 cu. yd. of fill. It consists of a central impervious core flanked by a more pervious shell section on both sides (*fig.* 2 *c*). Slopes range from 1 on 2 at the top to 1 on 3 at the bottom.

Embankment soils were placed in 8-in. loose lifts and compacted with 6 passes of sheepsfoot rollers having 500 psi pressure on 7 sq. in. feet. It was anticipated that the soils would be compacted to a minimum of 95 % of standard A. A. S. H. O. density. Moisture controls were specified to be within 2 percentage points dry to 4 percentage points wet of the standard optimum.

Compaction control sampling was on the basis of one test for approximately every 2 500 cu. yd. of embankment material for a total of 239 tests. Results of these tests indicated that moisture contents of 76 % of the samples fell within the range specified above. Densities for 97 % of the samples were at least 95 % of standard A. A. S. H. O. density. Although provisions were made in the contract for 500 hours of additional rolling, only 80 additional hours were required to obtain adequate densities in the core.

Ten undisturbed box samples were taken from the embankment for record purposes. Consolidated-drained direct shear tests were performed on five of the record samples. Results of these tests, compared with the design shear strength curve shown in figure 3 *c*, indicate that the as-built strength exceeded the design value.

No provisions were made at Island Creek Dam for measurement of pore pressures.

BIBLIOGRAPHY.

1. Corps of Engineers, Office, Chief of Engineers, Civil Works Construction, *Guide Specification for Embankment (for Earth Dams)* (C. E.-1306, June 1953).
2. Corps of Engineers, Office, Chief of Engineers, Engineering Manual for Civil Works Construction, *Earth Embankments* (E. M. 1110-2-2300, June 1954).

3. Corps of Engineers, Office, Chief of Engineers, Engineering Manual for Civil Works Construction, *Soil Mechanics Design, Stability of Slopes and Excavations* (E. M. 1110-2-1902, February 1952).
4. Corps of Engineers, Office, Chief of Engineers, Engineering Manual for Civil Works Construction, *Subsurface Investigations, Soils* (E. M. 1110-2-1803, March 1951).
5. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, *Field Penetration Tests for Selection of Sheepsfoot Rollers* (Technical Memorandum 3-333, October 1951).
6. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, *Review of Soils Design, Construction and Performance Observations, Benbrook Dam, Texas* (Technical Report 3-452, March 1957).
7. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, *Review of Soils Design, Construction, and Prototype Analysis, Blakely Mountain Dam, Arkansas* (Technical Report 3-439, October 1956).
8. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, *Review of Soils Design, Construction and Performance Observations, John H. Kerr Project (Buggs Island and Island Creek Dams), Virginia* (Technical Report 3-464, August 1957).
9. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, *Soil Compaction Investigation*, Report No. 6, *Effect of Size of Feet on Sheepsfoot Roller* (Technical Memorandum 3-271, June 1954).
10. S. J. Johnson, *Shear Testing at the Waterways Experiment Station* (A. S. T. M. Special Technical Publication 106, *Triaxial Testing of Soils and Bituminous Mixtures*, November 1951).

SUMMARY.

Earth dams under the supervision of the U. S. Army Corps of Engineers are designed and constructed to comply with criteria of safety against overtopping, slope or foundation failure, excessive seepage, and to minimize maintenance. Control of construction in the field includes determining whether the moisture and density of compacted soils fall within acceptable limits. Record samples of the compacted fill are taken and subjected to comprehensive tests to determine the as-built characteristics of the embankment. Usual specification requirements call for a range of moisture contents from slightly dry to somewhat wet of standard A. A. S. H. O. optimum and for a specific number of passes of specified rubber-tired or sheepsfoot rollers on a particular lift thickness. In cases where prior knowledge or experience is not available, field test sections are of benefit in setting specification requirements for compaction. Impervious core materials are placed at or wetter than optimum moisture so as to provide a plastic zone which will minimize cracking in case differential settlements occur.

Specification requirements for earth compaction are based on comprehensive series of laboratory tests on representative soil samples. Slope stability analyses are made using soil strengths determined by consolidated-drained direct shear tests or undrained triaxial shear tests. Depending on the conditions for which analyses are made, pore pressures are used in conjunction with drained test strengths.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Construction experiences at Blakely Mountain, Benbrook, and Island Creek Dams, all designed and constructed under Corps of Engineers supervision, show that it was possible to control moisture contents of embankment soils within acceptable limits. Desired compacted densities in the range of 95 to 100 % of standard A. A. S. H. O. were achieved with a reasonable amount of rolling, using sheepsfoot rollers having foot pressures ranging from 300 to 600 psi. The as-built strengths of the embankment were in good agreement with design values. Pore pressures were not evident in the embankments about 100 ft. high, and only minor pore pressures were measured near the base of an embankment 230 ft. high.

RÉSUMÉ.

Les barrages en terre sous la direction du Génie de l'Armée des États-Unis sont calculés et construits pour satisfaire les critères de sécurité contre les franchissements, les ruptures du talus ou de la fondation et les percolations excessives au travers et au-dessous des barrages, et pour réduire l'entretien au minimum. Le contrôle de la construction dans le terrain comprend la vérification que la teneur en eau et la densité des sols compactés sont bien dans des limites acceptables. Des échantillons du remblai compacté sont prélevés et soumis à des essais détaillés pour déterminer les caractéristiques du terrassement fraîchement construit En général, le cahier des charges précise une gamme de teneurs en eau allant de légèrement sec jusqu'à quelque peu plus humide que l'optimum normal A. A. S. H. O. pour un nombre spécifique des passages de rouleaux compacteurs à pneus ou à pieds de mouton pour une épaisseur de couche donnée. Dans les cas où l'on ne dispose pas de connaissance ni d'expérience préalables il est avantageux de se servir de sections d'essai dans le terrain afin d'établir les spécifications pour le compactage. Les matériaux du noyau imperméable doivent avoir une humidité égale ou supérieure à la teneur en eau optimum afin de fournir une zone plastique qui réduira la fissuration au minimum en cas de tassements différentiels.

Les spécifications pour le compactage des sols sont basées sur des séries détaillées d'essais en laboratoire sur des échantillons caractéristiques du sol. On fait des analyses de stabilité du talus en usant les résistances du sol déterminées par des essais de cisaillement directs avec drainage sur échantillon consolidé ou par des essais de cisaillement triaxiaux sans drainage. Selon les conditions pour lesquelles les analyses sont faites, on se sert des pressions de l'eau interstitielle conjointement avec des essais de résistance avec drainage.

Les expériences acquises lors de la construction des barrages de Blakely Mountain, Benbrook et Island Creek, tous calculés et construits sous la direction du Génie, montrent qu'il est possible de contrôler les teneurs en eau des sols de terrassement dans les limites acceptables. Les densités de compactage désirée, allant de 95 jusqu'à 100 % des

spécifications normales A. A. S. H. O. ont été obtenues avec un nombre de passages de rouleau raisonnable en utilisant des rouleaux à pieds de mouton à une pression de 300 jusqu'à 600 psi (2). Les résistances du terrassement fraîchement fini étaient en bon accord avec les valeurs utilisées dans le calcul. Dans les terrassements d'une hauteur d'environ 100 pieds, les pressions de l'eau interstitielle n'étaient pas évidentes et les pressions mesurées près de la base d'un terrassement haut de 230 pieds étaient peu importantes.

(2) Psi = pression en livres par pouce carré.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 97

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

W. A. DEXHEIMER
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

POZZOLANS IN CONCRETE DAMS (*).

by W. A. DEXHEIMER,

Commissioner, Bureau of Reclamation,
United States Department of the Interior, Washington, D. C.

INTRODUCTION.

A pozzolan is defined as " A siliceous or siliceous and aluminous material which in itself possesses little or no cementitious value but will, in finely divided form and in the presence of moisture, chemically react with calcium hydroxide at ordinary temperatures to form compounds possessing cementitious properties. " Calcium hydroxide or lime is liberated during the hydration of portland cement, and pozzolans combine with this liberated lime to form a stable strength-producing cementitious compound. It is generally agreed that the siliceous ingredient of a pozzolan should be in an amorphous state such as glass or opal for best activity. Crystalline siliceous materials, such as quartz, do not combine readily with lime at normal temperatures and, hence, are relatively inactive.

Natural pozzolanic materials occur in large deposits throughout the western United States in the form of pumicite, volcanic ashes,

(*) *L'utilisation des pouzzolanes dans le béton des barrages.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tuffs, clays, shales, and diatomaceous earth. These natural pozzolans usually require grinding; however, some of the volcanic materials, such as the pumicite used in Friant Dam, are of suitable natural fineness in their natural state. The clays and shales, in addition to grinding, must be activated by calcining at temperatures in the range of 1 200 to 1 800° F.

Another material, a manmade product called fly ash, is the flue dust from coal-burning powerplants and is, in many instances, an excellent pozzolan which may be obtained from many widely separated sources but principally from the north central and northeastern sections of the United States. Suitable fly ash has a low carbon content and a fineness about the same as that of portland cement. No processing is required of fly ash which occurs in the form of very fine, glassy spheres. This shape and texture generally result in a reduced water requirement when used in concrete. Conversely, the natural pozzolans generally require more water than would portland cement concrete.

The first large-scale use of pozzolan in the United States was in the Los Angeles Aqueduct, 1910-1912, which was followed by two Bureau of Reclamation dams built between 1911 and 1916. About 1930, pozzolan was used in Big Dalton, Pacoima, and Big Tijunja No. 1 dams and other structures of the Los Angeles Flood Control District. In 1935, portland-pozzolan cement was used in Bonneville Dam constructed by the U. S. Army Corps of Engineers. Also, in the 1930's, a portland-pozzolan cement was used in the piers of the famous Golden Gate and San Francisco-Oakland Bay bridges. In 1940, the Bureau of Reclamation again specified the use of a pozzolan, and a naturally fine pumicite occurring in the reservoir area was used in concrete for Friant Dam. Fly ash was first used by the Bureau in 1942 in the repair of the concrete of the Arizona spillway tunnel at Hoover Dam from which some 1 460 cu. yds of concrete had been eroded. Since that year, 1942, the use of pozzolan in nearly all major dams and structures has at least been considered by the Bureau and has actually been used in 10 dams. The two main features of the Colorado River Storage Project, the Glen Canyon Dam (5 063 000 cu. yrds) and Flaming Gorge Dam (930 000 cu. yds), will use pozzolan as part of the cementing material, as will concrete for the proposed Yellowtail Dam which will have a volume of about, 1 750 000 cubic yards.

EFFECTS OF POZZOLAN ON CONCRETE.

The effects of pozzolan on the properties of concrete vary considerably with the material. However, pozzolans conforming to Bureau of Reclamation and American Society for Testing Materials specifications for pozzolan can be expected to have the following general effects on concrete when the optimum proportion is used to replace part of the portland cement :

1. Pozzolan, when combined with the lime liberated during the hydration of portland cement, produces cementitious compounds which are more stable, are less susceptible to leaching, and are more

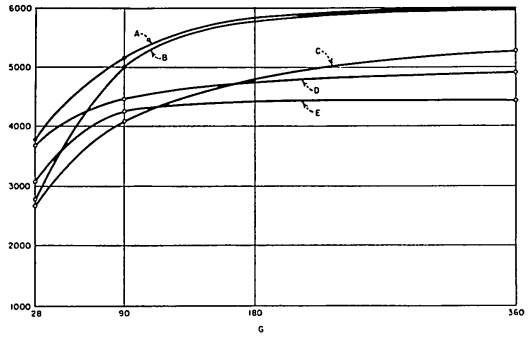


Fig. 1.

Compressive strength of concretes containing various types of pozzolan.

(A) 3.6 sacks of cementing material, 80 % type II cement and 20 % calcined shale, by weight.
(B) 3 84 sacks of cementing material, 83.3 % type IV cement and 16.7 % pumicite, by weight.
(C) 3 sacks of cementing material, 67.6 % type II cement and 32.4 % fly ash, by weight.
(D) 3 sacks of cementing material, type II portland cement.
(E) 3 sacks of cementing material, 70 % type II portland cement and 30 % calcined diatomaceous clay, by weight.
(F) Compressive strength, pounds per square inch
(G) Age, days (log scale).

Note : Cementing material expressed in sacks per cubic yard of concrete. 1 sack = 94 pounds.

Résistance à la compression du béton fabriqué avec les pouzzolanes de types différents.

(A) 3,6 *sacs de matériaux cimentaires,* 80 % *de ciment type II et* 20 % *d'argile schisteuse calciné.*
(B) 3,84 *sacs de matériaux cimentaires,* 83,3 % *de ciment type IV et* 16,7 % *de pumicite.*
(C) 3 *sacs de matériaux cimentaires,* 67,6 % *de ciment type II et* 32,4 % *de cendres volantes.*
(D) 3 *sacs de matériaux cimentaires, ciment portland type II.*
(E) 3 *sacs de matériaux cimentaires,* 70 % *de ciment portland type II et* 30 % *d'argile diatomée calcinée.*
(F) *Résistance à la compression : livres par pouce carré.*
(G) *Age, jours (échelle logarithmique)*

Note : Matériaux cimentaires en sacs par yard cube de béton 1 *sac* = 94 *livres.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

resistant to attack by mineral-free waters than are the compounds produced by portland cement only.

2. Pozzolans contribute to the ultimate strength of the concrete. Figure 1 shows that concretes containing various pozzolans, when fog-cured 28 days, produce strengths which are lower than those developed

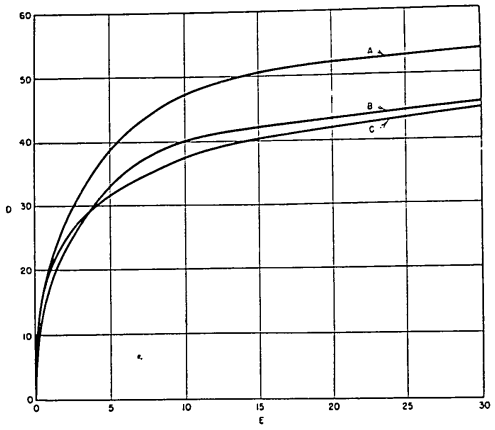


Fig. 2.

Temperature Rise of concrete containing pozzolan.

(A) 3 sacks of cementing material, type II portland cement.
(B) 3 sacks of cementing material, 70 % type II cement and 30 % fly ash, by weight.
(C) 3 sacks of cementing material, 70 % type II cement and 30 % calcined diatomaceous clay, by weight.
(D) Temperature rise, degrees Fahrenheit.
(E) Time, days.

Note · Cementing material expressed in sacks per cubic yard of concrete. sack = 94 pounds.

Élévation de la température du béton contenant de la pouzzolane.

(A) *3 sacs de matériaux cimentaires, type II ciment portland.*
(B) *3 sacs de matériaux cimentaires, 70 % de ciment, type II et 30 % de cendres volantes.*
(C) *3 sacs de matériaux cimentaires, 70 % de ciment, type II et 30 % d'argile calcinée.*
(D) *Élévation de la température, degrés Fahrenheit.*
(E) *Temps, jours.*

Note : Matériaux cimentaires en sacs par yard cube de béton. 1 sac = 94 livres.

by concretes similarly cured but which contain the same weight of portland cement only. However, this initial difference in strength becomes progressively less as the age of the concrete increases, and at later ages, concretes containing pozzolans usually develop higher strenght. This slow strength development is particularly suitable for dam construction because the full water load seldom is placed against the dam until at least a year after the concrete is placed.

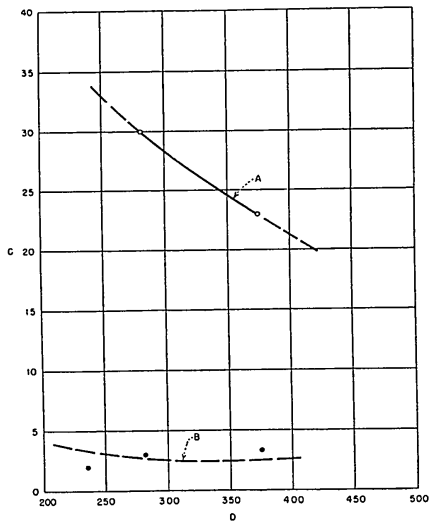


Fig. 3.

Permeability of concrete with and without pozzolan.

(A) 100 % portland cement.
(B) 70 to 75 % portland cement, 25 to 30 % fly ash.
(C) Permeability rate, cubic feet per square foot per year × 10^4.
(D) Cementing materials, pounds per cubic yard of concrete.

La perméabilité du béton avec et sans pouzzolane.

(A) *100 % ciment portland.*
(B) *70 à 75 % ciment portland, 25 à 30 % de cendres volantes*
(C) *Vitesse de la perméabilité, pieds cubes par pied carré l'an* × 10^4.
(D) *Matériaux cimentaires, livres par yard cube de béton.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

3. Excessive temperature rise in mass concrete may result in cracking of the concrete, and it is important that temperature be controlled for this and other reasons. One method of control is through the use of pozzolans which produce a lower heat of hydration than does an equal amount of portland cement. In general, pozzolans will produce only about 40 to 50 % as much heat as an equal weight of type II portland cement. Figure 2 compares the temperature rise of concrete containing various combinations of cementing materials.

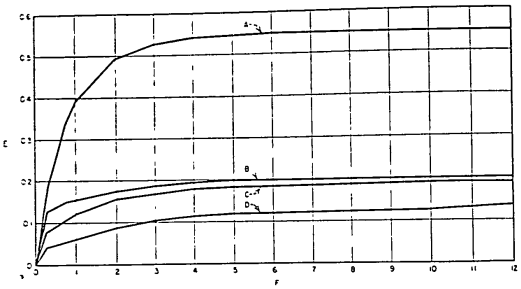


Fig. 4.

Pozzolans variously reduce the expansion of reactive mortar.

(A) Control, no pozzolan.
(B) Friant pumicite.
(C) Fly ash No. 3 327 (similar to Hungry Horse dam pozzolan).
(D) Davis dam pozzolan, calcined at 1 500° F.
(E) Expansion, percent.
(F) Age, months

Note : 1- by 1- by 10-inch bars. 1 : 2.25 mortar made with high alkali cement (1.20 % Na_2O, 0.04 % K_2O) and crushed pyrex glass sand Pozzolans replace 20 % by weight of the cement. Specimens stored sealed with moisture at 100° F.

Les pouzzolanes réduisent différemment le gonflement du mortier réactif.

(A) *Contrôle, sans pouzzolane.*
(B) *Pumicite Friant.*
(C) *Cendres volantes* n° 3 327 *(semblable à la pouzzolane du barrage de Hungry Horse).*
(D) *Pouzzolane du barrage Davis, calciné à* 1 500° F.
(E) *Gonflement, pourcentage.*
(F) *Age, mois.*

Note : Éprouvettes de 1- × 1- × 10-*pouces. Mortier* 1 : 2,25 *fabriqué avec ciment alcalin* (1,20 % Na_2O, 0,04 K_2O) *et sable verre pyrex concassé. Les pouzzolanes remplacent* 20 % *du poids du ciment. Éprouvettes scellées humides et conservées à* 100° F.

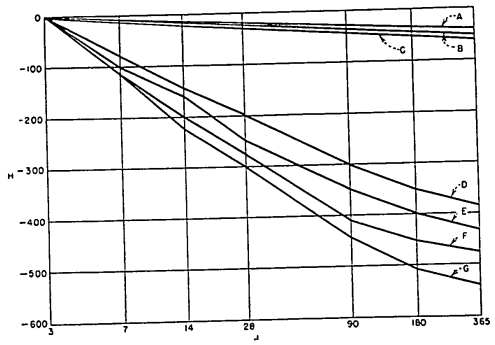


Fig. 5.

Drying shrinkage and autogeneous length change of 4- by 4- by 30 inch bars.

(A) and (D) 3.6 sacks of cementing material, 80 % type II cement and 20 % calcined shale, by weight.
(B) and (F) 3 sacks of cementing material, type II portland cement.
(C) and (E) 3 sacks of cementing material, 70 % type II cement and 30 % fly ash, by weight.
(G) 3 6/4 sacks of cementing material, 76.9 % type II cement and 23.1 % pumicite, by weight.
(H) Length change, millionths.
(I) Age, days (log scale).
(A), (B) and (C) Autogeneous length change of continuously sealed bars at 73 4° F.
(D), (E), (F) and (G) Drying shrinkage at 50 % relative humidity and 73.4° F after 90 days initial fog curing.

Note : Cementing material expressed in sacks per cubic yard of concrete. 1 sack = 94 pounds.

Retrait au séchage et changement de longueur autogène des éprouvettes 4- × 4- × 30 *pouces.*

(A) et (D) 3,6 *sacs de matériaux cimentaires,* 80 % *ciment type II et* 20 % *d'argile schisteuse calcinée.*
(B) et (F) 3 *sacs de matériaux cimentaires, ciment portland type II.*
(C) et (E) 3 *sacs de matériaux cimentaires,* 70 % *de ciment type II et* 30 % *de cendres volantes.*
(G) 3,64 *sacs de matériaux cimentaires,* 76,9 % *de ciment type II et* 23,1 % *de pumicite.*
(H) *Changement de longueur au millionième.*
(I) *Age, jours (échelle logarithmique).*
(A), (B) et (C) *Changement de longueur autogène des éprouvettes conservées de façon continue à* 73,4° F.
(D), (E), (F) et (G) *Retrait au séchage à* 50 % *d'humidité relative et* 73,4° F *après* 90 *jours de conservation initiale dans le brouillard.*

Note : Les matériaux cimentaires en sacs par yard cube de béton 1 *sac* = 94 *livres.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

4. Concrete containing pozzolan is more impermeable than similar concrete of equal cement content but containing no pozzolan. The beneficial effect of fly ash on permeability rates is shown in figure 3. Other types of pozzolan would be expected to behave in a similar manner but of different degree, depending on the material used. Watertightness is of particular importance in reducing uplift pressures in a dam.

5. The use of pozzolan is 1 of 2 recognized methods (the other is through the use of low alkali cement) of controlling the potentially disruptive expansion which results from the reaction between certain types of mineral aggregates (cherts, opal, etc.) and the alkalies in cement. Figure 4 shows the effectiveness of various types of pozzolan in reducing reactive expansion.

6. The incorporation of pozzolan in concrete usually improves the workability over that which would be obtained in similar concrete containing portland cement only. This is particularly true where fly ash, which has previously been described as glassy in texture and spherical in shape, is used. Also, in the case of fly ash, the water requirement of the concrete is reduced. With natural pozzolans, the reverse is true. It should be pointed out that a direct relationship exists between water requirement and drying shrinkage; the greater the amount of water required, the greater the drying shrinkage. Figur 5 shows the effect of pozzolans on drying shrinkage and also on autogeneous volume change of continuously sealed specimens.

7. Under field curing conditions, the use of pozzolans usually reduces the resistance of the concrete to freezing and thawing action. However, under prolonged moist curing, most pozzolans have a beneficial effect on the durability of concrete containing pozzolan when compared with the durability of similar concrete containing portland cement only. In mass construction, the interior concrete is, of course, not affected by freezing and thawing, and the above benefits would be realized by the exterior concrete only.

POZZOLANS IN BUREAU OF RECLAMATION CONCRETE.

A pozzolan has been used in portland cement concrete for 13 Bureau of Reclamation dams since 1911 when siliceous materials were interground with portland cement for the construction of Arrowrock and Elephant Butte Dams. These 13 dams, Table 1, include concrete dams, concrete works appurtenant to earth dams, and tunnel linings. Figures 6 through 9 are photographs of four concrete dams in which pozzolans were used.

Experience has greatly increased our knowledge of pozzolans, and the quality of the materials we now use is superior to that used in earlier structures. The pozzolans used in Bureau of Reclamation construction have ranged from the relatively inactive siliceous material used in Arrowrock Dam in 1911 to the highly active pozzolans required by present day specifications.

SPECIFICATIONS.

Bureau of Reclamation general " Specifications for Pozzolan ", December 15, 1956, state that :

"... Pozzolan, when tested in accordance with methods designated by the Bureau of Reclamation (1), shall meet the following requirements for chemical composition, physical properties, and reactivity :

Chemical composition.	Pozzolan other than fly ash.	Fly ash.
Silicon dioxide (SiO_2) plus aluminium oxide (Al_2O_3) plus ferric oxide (Fe_2O_3), not less than (%)	70.0	75.0
Magnesium oxide (MgO), not more than (%)	5.0	5.0
Sulfur trioxide (SO_3), not more than (%)	4.0	4.0
Loss on ignition, not more than (%)	10.0	5.0
Moisture content, not more than (%)	3.0	3.0

Physical properties.	Pozzolan other than fly ash.	Fly ash.
Fineness :		
Specific surface, square centimeters per gram (Air Permeability Fineness method of test), not less than	-	3 000
Material retained on 325-mesh sieve, per cent, not more than	12	12
Compressive strength :		
With portland cement, percent of control, 28 days, not less than	75	85
With lime, 7 days, minimum psi	1 000	800
Change of drying shrinkage of mortar bars, not more than (%)	0.03	0.03
Water requirement, not more than (%)	115	103
Amount of air-entraining admixture in concrete, ratio to control, not more than	2.0	2.0

The specific gravity of individual samples shall not vary more than 3 % from the average established by the 10 preceding samples or by all preceding samples if the number is less than 10.

Reactivity.	Pozzolan other than fly ash.	Fly ash.
Reduction of expansive reaction at 14 days, not less than (%)	75	75

Note. — The reactivity limitation will generally be used only when the pozzolan is to be used primarily to prevent objectionable alkali-aggregate reaction.

Preliminary tests and approval and inspection. The pozzolan to be used in the work shall have been preliminary tested and approved and inspected in accordance with requirements contained in the specific construction specifications concerned. "

(1) Bureau of Reclamation " Specifications for Pozzolan " and " Methods of Test for Pozzolan " may be obtained from the Assistant Commissioner and Chief Engineer, Bureau of Reclamation, Denver Federal Center, Denver, Colorado, United States of America.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE 1.

Bureau of reclamations dams in which pozzolans have been or will be used.

Name	State	Date completed	Height ft	Quantities: total cubic yards in structure	Quantities: cubic yards of concrete in structure	Type pozzolan	Portland cement pounds cu yd	Pozzolan pounds cu yd	Compressive strength, psi (**): 7 days	90 days	1 year	Cost of cementing materials ($): Portland cement	Cost of cementing materials ($): Pozzolan	Type of structure	Condition of structure 1958
									6- by 6-inch cubes						
Arrowrock	Idaho	1915	350	635 969	635 969	Ground granite	161 269	141 139	910 1 540	1 240 1 840	1 510 2 090	2.36 per bbl fob dam site	1 63 per bbl (cost of "sand-cement" including cost of constructing and operating grinding plant)	Concrete arch gravity	Weathered downstream surface refaced in 1937 Concrete structurally sound and watertight
Lahontan	Nevada	1915	162	733 100	70 859	Siliceous silt	188	188	—	—	—	—	—	Earth, two concrete spillways	Spillway containing "sand-cement" badly weathered. Spillway containing portland cement only is in relatively good condition
									8- by 8-inch cylinders						
Elephant Butte	New Mexico	1916	301	629 500	629 500	Pulverized sand-stone	196	188	530	870	1 120	2 50 per bbl fob dam site	1.63 per bbl (cost of "sand-cement" including cost of constructing and operating grinding plant)	Concrete gravity	Good
									6- by 12-inch cylinders						
Friant	California	1942	319	2 135 000	2 135 000	Pumicite	282 301 376	70 60 —	2 150 2 800 3 500	4 020 5 010 —	5 070 5 990 —	8.20 per ton fob dam site	2.54 per ton fob dam site (material did not require grinding)	Concrete gravity	Good There is some cracking in minor portions of the structure where neither pumicite nor low alkali cement was used
Altus	Oklahoma	1945	110	70 170	50 500	Pumicite	256	75	2 210	3 240	3 810	13 12 per ton fob dam site	4.50 per ton fob dam site (material did not require grinding)	Concrete gravity masonry face	Very good
Davis	Arizona-California	1950	200	4 357 500	564 655	Calcined shale	288	88	3 800	5 150	6 100	19.66 per ton fob dam site	14.50 per ton fob dam site	Earth, concrete spillway and powerplant	Very good Some minor pattern cracks due to surface shrinkage in the hot, arid climate
Hungry Horse	Montana	1953	564	3 068 200	3 068 200	Fly ash	188 282	70 90	2 680 3 970	4 100 5 410	5 270 6 090	24 65 per ton fob railhead	18.00 per ton fob railhead	Concrete arch	Very good Some surface popouts due to 3% weathered limestone in aggregate

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE I (*following*).

Bureau of reclamation dams in wich pozzolans have been or will be used.

Name.	State.	Date completed	Height ft	Quantities: total cubic yards in structure.	Quantities: cubic yards of concrete in structure.	Type pozzolan	Portland cement (pounds/cu. yd)	Pozzolan (pounds/cu. yd)	Compressive strength, psi (**): 28 days	90 days	1 year	Cost of cementing materials ($): Portland cement	Cost of cementing materials ($): Pozzolan	Type of structure.	Condition of structure 1958.
Glen Anne.	California	1953	102	323 313	1 443	Calcined shale	470 376	94 141	3 830 3 550	5 080 4 260	5 120 4 950	—	—	Earth concrete spillway	Very good
Cachuma	California	1953	275	6 695 272	55 925	Calcined shale	475 409	119 102	3,650 3 720	4 470 4 730	— —	17,72 per ton fob dam site	16.0748 per ton fob dam site	Earth, concrete spillway	"
Canyon Ferry.... .	Montana	1954	225	414 000	414 000	Fly ash	178 252	75 79	2610 4 380	3 900 5 530	4 630 5 960	22,20 per ton fob railhead	12,88 per ton fob railhead	Concrete gravity	"
Trenton..	Nebraska	1953	141	7 737 000	80 000	Calcined silicon-clay	424 334	142 112	4 350 3 340	5 090 3 530	5 480 4 490	Portland-pozzolan cement, 18.60 per ton fob dam site	75 % portland cement clinker and 25 % pozzolan interground at cement mill	Earth, concrete spillway	"
Monticello . ..	California	1957	304	325 000	325 000	Calcined diatomaceous clay	214 230	70 100	3 210 3 530	3 600 4 640	— —	21 28 per ton, furnishing and handling	21 50 per ton, furnishing and handling	Concrete arch	"
Palisades . .	Idaho	1958	270	13 571 000	147 000	Fly ash	340 503 249 438	110 0 106 0	3 460 4 770 2 890 4 160	4 300 5 450 3 600 4 740	— — — —	22,22 per ton fob railhead	11,90 per ton fob railhead	Earth, concrete spillway	"
Twitchell	California	Under construction	241	5 833 000	23 565	Calcined shale	—	—	—	—	—	25,27 per ton, furnishing and handling	23 00 per ton, furnishing and handling	Earth; concrete spillway	—
Glen Canyon	Arizona	Under construction	700	5 063 000	5 063 000	—	—	—	—	—	—	—	—	Concrete arch	—
Flaming Gorge .	Utah	Under construction	492	930 000	930 000	—	—	—	—	—	—	—	—	"	—
Yellowtail	Montana	Not started	520	1 750 000 (estimate)	1 750 000 (estimate)	Fly ash (*)	282 197	0 85	3 840 3 660	4 860 4 760	5 030 5 760	—	—	"	

(*) Used in laboratory investigation Material to be used in construction is not known

(**) Control data obtained at the project laboratory for all dams except Trenton and Yellowtail which are represented by Denver laboratory investigations.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

These specifications are general and are adapted to fit the needs of a particular job where pozzolan is specified. Before a pozzolan is accepted for use by the Bureau, it must also demonstrate satisfactory performance in concrete.

Four of the dams in Table 1 are discussed here to point out some of the considerations involved in the use of pozzolan in dam construction and some of the results obtained on these structures.

Arrowrock Dam (*fig.* 6), was constructed on the Boise River in Idaho

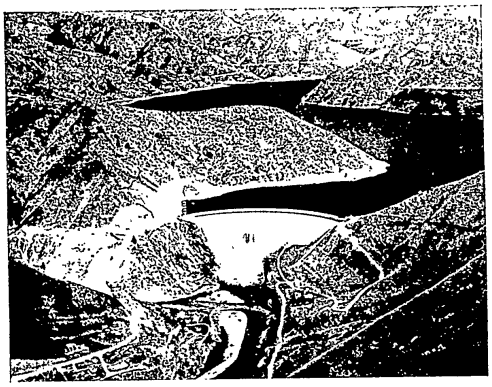


Fig. 6.

Arrowrock dam, 1911-1915.

Barrage de Arrowrock.

during the period 1911 to 1915. A " sand-cement " obtained by intergrinding 45 parts by weight of granite (obtained from excavations for the spillway) with 55 parts by weight of portland cement clinker was used as the cementing material. Use of the " sand-cement " was dictated in large part by the cost of portland cement delivered to the dam site. The " sand-cement " was manufactured at the site of Arrowrock Dam at a cost of $ 1.63 per barrel, including the cost of constructing and operating the crushing and grinding plant. This compared with a cost of $ 2.36 per barrel for portland cement delivered to the dam site.

By present standards, this ground granite had very little pozzolanic activity. Subsequent investigations have also shown that the optimum

proportion of pozzolan in a portland cement-pozzolan mixture lies in the range of 10 to 35 % by weight of cement plus pozzolan depending upon the type of cement and pozzolan employed and not the 45 % used. This is emphasized by the fact that, at Arrowrock Dam, the combination of a low cement content and the severe climate of this area resulted in considerable weathering of the surface concrete which necessitated, in 1937, the refacing of the downstream face. In 1930, 15 yrs after completion, twenty-five 4-3/4-inch-diameter cores drilled

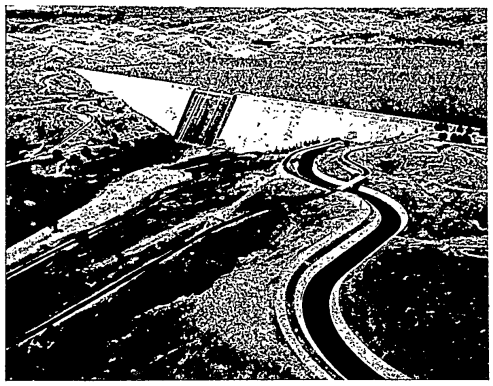


Fig. 7.

Friant dam, 1940-1942.

Barrage de Friant.

from a gallery in the interior of the dam had an average compressive strength of 1 590 psi. However, despite the surface weathering, the interior concrete has given more than 30 years' service without indication of serious structural distress. The galleries are comparatively dry and there is very little leakage through this dam.

Friant Dam (*fig.* 7) on the San Joaquin River in California was built during the period 1940-1942. A naturally fine-grained pumicite found in the reservoir area was excavated from an open pit and without further processing was batched separately at the mixer as part of the cementing material.

The pumicite occurred as an unconsolidated, fairly dry material

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of such natural fineness that 98 % would pass a No. 325 sieve and no grinding was required. This material, like most natural pozzolans, increased the drying shrinkage of the concrete; however, it did not appreciably increase the water requirement.

The following principal mass concrete mixes were employed at Friant Dam:

Cement plus pozzolan content, (lb. /cu yd).	Pozzolan replacement, percent by weight of portland cement.	Water plus pozzolan, ratio by weight.	Type of test (*).	Compressive strength, psi. Age: 180 days.	1 yr.	2 yr.	5 yr.	10 yr.
376	0	0.56	6"×12" cyl lab test	4 800	5 490	5 520	–	–
			18"×36" cyl lab test	4 090	4 000	–	–	–
			22" diacore from test block	5 230	5 070	5 750	5 630	5 600
361.....	20	0.58	6"×12" cyl lab test	4 270	4 540	4 630	–	–
			18"×36" cyl lab test	3 670	3 900	–	–	–
			22" diacore from test block	4 260	4 580	4 270	4 280	4 580
353.....	25	0.59	6"×12" cyl lab test	4 270	4 650	5 030	–	–
			18"×36" cyl lab test	3 510	3 970	–	–	–
			22" diacore from test block	4 070	4 340	4 110	4 040	4 370

(*) The 22-inch-diameter cores were drilled from large test blocks cast at the dam site. The 6- by 12-inch and 18- by 36-inch cylinders were prepared in the Denver laboratories from identical materials and mixes used in the test blocks at Friant Dam.

The laboratory tests show that pumicite replacements of 20 to 25 % by weight of portland cement reduced the compressive strength of the concrete about 10 to 15 % at ages from 180 days to 2 years, as judged by 6- by 12-inch fog-cured cylinders. The reduction was not as great when judged by 18- by 36-inch cylinders.

The compressive strengths of the 22-inch-diameter cores taken from the test blocks show that 20 to 25 % pumicite replacement reduced

the strength approximately proportional to the percentage of pumicite used. However, the entire reduction cannot be attributed to the effect of the pumicite, as the total weight of cementitious material per cubic yard was also reduced and the water-to-cement plus pozzolan ratio $\frac{w}{c+p}$ by weight was increased. Actually, the pumicite produced from 50 to 75 % as much strength as the same weight of portland cement in concretes containing 20 to 25 % replacement with the maximum effect in the leaner mixes.

The strength of the pumicite concrete, although about 10 to 15 % less than that predicted by laboratory tests, is more than adequate as shown by the 22-inch-diameter cores for 25 % replacement. These cores attained a strength of 4 070 psi at 6 months' age and maintained a fairly constant strength between 4 040 and 4 370 psi from 6 months' through 10 years' age.

The principal contributions of the pumicite to Friant Dam concrete were a considerable savings in the cost of the cementing material, improved workability, greater impermeability, and reduction of alkali-aggregate expansion. The adiabatic temperature rise of concrete containing 20 to 25 % pumicite replacement was reduced about 5° F at 3 and 7 days' age. However, the temperature rise at 28 days' age was the same (56° F) as the temperature rise of comparable concrete containing only Type IV portland cement.

After 16 years in service, Friant Dam generally is in good condition. There is some cracking of minor portions of the structure in which neither a low alkali cement nor pumicite was used. Alkali-aggregate expansion is suspected since the aggregate has been found to be reactive. Fortunately, these areas are not large since pumicite was used in most of the concrete placed in the dam. The effectiveness of Friant pumicite and three other types of pozzolans in reducing reactive expansion is shown in figure 4.

Davis Dam (*fig.* 8), was built during the period 1947-1950. It is on the Colorado River between Hoover and Parker Dams. Although Davis Dam is an earthfill structure, the spillway and powerhouse structures contain some 565 000 cu. yds of concrete. Because the only available aggregates were potentially reactive, a low alkali cement and a pozzolan were specified. Twenty percent of a calcined shale by weight of total cementing material was found to be the optimum replacement with respect to strength and reduction of reactive expansion. The effectiveness of this pozzolan in controlling reactive expansion is shown in figure 4.

In addition to contributing to the control of alkali-aggregate expansion, Davis Dam pozzolan reduced heat generation, improved workability, reduced permeability, and reduced the cost of the cementing material. The concrete generally is in very good condition 7 years after completion of construction. The only visible defect is some pattern cracking of the type characteristic of the surface shrinkage of mass concrete, which frequently occurs in a hot, arid climate, such as

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

that at Davis Dam. These cracks formed within a short time after placing and have not increased in magnitude over a period of several years.

Hungry Horse Dam (*fig.* 9) was constructed on the South Fork of the Flathead River near Kalispell in northwestern Montana, during the period 1948 to 1953. The economy and improved characteristics of the concrete for mass construction which had been demonstrated at Friant and Davis Dams naturally suggested the use of a pozzolan in this structure.

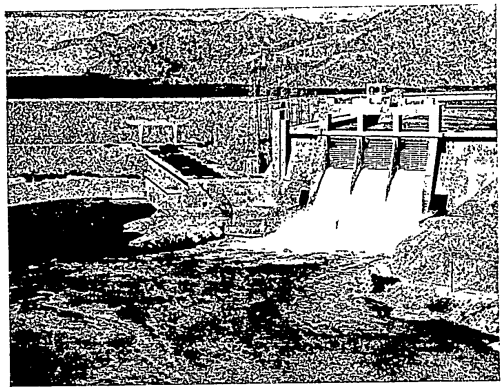


Fig. 8.

Davis dam, 1947-1950.

Barrage de Davis.

Since the Bureau's first use of a fly ash in some repair work in 1942, this type of pozzolan had been under investigation for possible use in concrete for other structures. Our work and that of others demonstrated by laboratory investigations that fly ashes having certain characteristics are of considerable value when used in concrete to replace a part of the portland cement. Accordingly, in 1948, the specifications called for fly ash, or any equal pozzolan, to be used in the concrete for Hungry Horse Dam.

Requiring some 3 086 000 cu. yds of concrete, Hungry Horse is the largest dam containing pozzolan constructed by the Bureau of Reclamation. A large share in the record completion of construction, more

than a year ahead of schedule, can be attributed to the improved workability and placeability of the concrete resulting from the use of fly ash pozzolan and air entrainment.

A brief discussion of this pozzolan, in general, and as it relates to Hungry Horse concrete will be of interest here.

Fly ash, frequently referred to as an artificial pozzolan, is a very fine flue dust precipitated from flue gases at the stacks of powerplants burning pulverized coal. Electrical precipitation is usually necessary to collect fly ash of suitable fineness. In many areas of this country,

Fig. 9.

Hungry Horse dam, 1948-1952.

Barrage de Hungry Horse.

restrictions on air pollution have forced power producers to collect the dust. Until the discovery of its pozzolanic properties, it was a waste product having little or no value. Because of the increasing problem of disposal, much research has been devoted to fly ashes by groups concerned with their disposal in addition to the work done by concrete users seeking to improve the quality of concrete.

In concrete, fly ash owes its pozzolanic properties to the chemical reaction of the silica glass, of which it is largely composed, with the free lime released by hydration of the portland cement, to form a stable cementing compound.

The spherical shape of a large percentage of the glass particles contri-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

butes to the improved workability and reduced water requirement of fly ash concretes in much the same manner as ball bearings work.

The reduced water requirement of concrete containing high quality fly ashes usually results in reduced drying shrinkage and autogeneous volume change of the concrete.

The following tabulation gives three measures of the compressive strengths of the interior mass concrete in Hungry Horse Dam :

Type of specimen (*).	Water-cement plus pozzolan ratio by weight.	Portland cement (lb. /cu.yd).	Fly ash (lb. /cu.yd).	Compressive strength, psi. Age 28 days	90 days.	180 days.	1 yr	2 yr
Core.								
Av of 10-inch-diameter cores drilled from concrete placed in 1949, 1950, 1951 and 1952.	0.55	189	89	–	–	3 660	3 980	4 790
Field control cylinders.								
6- by 12-inch fog-cured cylinders...	0.56	187	90	2 680	4 100	4 720	5 270	5 650
Laboratory investigations.								
18- by 36-inch sealed cured cylinders ..	0.54	197	85	2 130	2 990	3 440	4 050	4 460
	0.53	282	0	3 360	3 720	3 870	4 030	4 150
6- by 12-inch fog-cured cylinders...	0.54	197	85	2 670	4 260	4 840	5 330	5 850
	0.53	282	0	4 120	5 300	5 560	5 860	6 030

(*) The cores were drilled from concrete blocks in the dam. Locations were determined during construction. Field control cylinders were obtained on the job during construction. Laboratory investigations were carried out in the Engineering Laboratories prior to construction.

These data show that the compressive strength of 18- by 36-inch sealed cured cylinders is comparable to the strength of 10-inch-diameter cores at ages of 6 months, 1 year, and 2 years. The laboratory investigations and field control tests gave similar strength results in 6- by 12-inch fog-cured cylinders.

Core data comparing strength of concretes with and without fly ash are not available. However, the laboratory investigations show that for 30 % fly ash replacement by weight of total cementing material, the compressive strength, as judged by 18- by 36-inch sealed cylinders was appreciably reduced at 28 and 90 days' age but was increased about 5 to 10 % at 2 years' age above comparable concrete containing only portland cement.

The use of fly ash in the concrete for Hungry Horse Dam appreciably reduced the cost of the cementing material, resulting in a savings of some $ 1 675 000. Fly ash also improved impermeability, reduced water requirement, reduced drying shrinkage, and increased the strength of the concrete at later ages. Although the aggregate was not found to be reactive, the effectiveness of fly ash in reducing reactive expansion is shown in figure 4.

A condition of popouts and spalling of surface concrete which started the first winter after placing has been traced to badly weathered limestone fragments, which constitute about 3 % of the aggregate. This condition has diminished each year since it first occurred and appears to have ceased. Popouts and spalling are most prevalent in a few areas, notably parapets, curbs, sidewalks, etc. No fly ash was used in this concrete. However, this condition also occurred in concrete containing fly ash.

In Bureau structures, concretes containing pozzolan have compared favorably with those containing only portland cement. One exception to this statement is one of the twin spillways at Lahontan Dam. This structure used a " sand-cement " containing siliceous material of little pozzolanic value and is badly deteriorated from weathering.

The good service records, some dating back to 1910, of many dams and other structures containing pozzolan have led us to make a practice of considering pozzolans for Bureau structures where economic considerations and required properties of the concrete justify their use.

BIBLIOGRAPHY.

1. *Portland-Pozzolan Cement for Bonneville Dam* (*Concrete*, November 1935).
2. J. L. Savage, *Special Cements for Mass Concrete* (*Second Congress on Large Dams*, Washington, D. C., 1936).
3. Raymond E. Davis, J. W. Kelly, G. E. Troxell and Harmer E. Davis, *Properties of Mortars and Concretes Containing Portland-Puzzolan Cements* (American Concrete Institute, *Proceedings*, vol. 32, 1936).
4. Thomas E. Stanton, Jr, *Cement and Concrete Control, San Francisco-Oakland Bay Bridge* (*Journal of the American Concrete Institute*, May-June 1936).
5. R. E. Davis, R. W. Carlson, J. W. Kelly and H. E. Davis, *Properties of Cements and Concretes Containing Fly Ash* (*Journal of the American Concrete Institute*, May 1937).
6. R. R. Clark, *Portland-Puzzolan Cement in Bonneville Spillway Dam* (*Engineering News-Record*, February 11, 1937).
7. R. E. Davis, J. W. Kelly and H. E. Davis, *Weathering Resistance of Concrete Containing Fly Ash Cement* (*Journal of the American Concrete Institute*, January 1941).
8. R. F. Blanks, H. S. Meissner and C. Rawhouser, *Cracking in Mass Concrete* (*Journal of the American Concrete Institute*, March-April 1938).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

9. Thomas E. STANTON, Jr and Lester C. MEDER, *Resistance of Cements to Attack by Sea Water and by Alkali Soils* (*Journal of the American Concrete Institute*, March-April 1938).
10. Thomas E. STANTON, O. J. PORTER, L. C. MEDER and Allen NICOL, *California Experience with the Expansion of Concrete through Reaction between Cement and Aggregate* (*Journal of the American Concrete Institute*, January 1942).
11. George L. KALOUSEK and C. H. JUMPER, *Some Properties of Portland Pozzolana Cements* (*Journal of the American Concrete Institute*, November 1943).
12. R. F. BLANKS and H. S. MEISSNER, *The Expansion Test as a Measure of Alkali-Aggregate Reaction* (*Journal of the American Concrete Institute*, April 1946).
13. Richard C. MIELENZ, Kenneth T. GREENE and Elton J. BENTON, *Chemical Test for Reactivity of Aggregates with Cement Alkalies; Chemical Processes in Cement-Aggregate Reaction* (*Journal of the American Concrete Institute*, November 1947).
14. Robert F. BLANKS, *New Developments in Concrete and Applications in the Design and Construction of Concrete Dams* (*Third Congress on Large Dams*, Stockholm, 1948).
15. Thomas E. STANTON, *Durability of Concrete Exposed to Sea Water and Alkali Soils-California Experience* (*Journal of the American Concrete Institute*, May 1948).
16. C. H. SCHOLER, *Effect of Various Coarse Aggregates Upon the Cement-Aggregate Reaction* (*Journal of the American Concrete Institute*, June 1948).
17. *Materials for Pozzolan : A Report for the Engineering Geologist* (Bureau of Reclamation, Petrographic Laboratory Report No. Pet-90, September 9, 1949).
18. J. L. GILLILAND and W. T. MORAN, *Siliceous Admixtures Specified for Davis Dam Concrete* (*Engineering News-Record*, February 1949).
19. Robert F. BLANKS, *The Use of Portland-Pozzolan Cement by the Bureau of Reclamation* (*Journal of the American Concrete Institute*, October 1949).
20. Bror NORDBERG, *Pozzolanic Materials Discussed by A. S. T. M.* (*Rock Products*, December 1949).
21. W. J. ARNDT, *Pozzolans in Concrete Pavements* (*Rock Products*, February 1950).
22. W. E. WHEELER, *Concreting Methods at Hungry Horse* (*Western Construction News*, April 15 and May 15, 1950).
23. Robert F. BLANKS, *Fly Ash as a Pozzolan* (*Journal of the American Concrete Institute*, May 1950).
24. *Symposium on Use of Pozzolanic Materials in Mortars and Concretes* (*A. S. T. M. Special Technical Publication*, No. 99, 1950).
25. R. E. DAVIS, *What You Should Know About Pozzolans* (*Engineering New-Record*, April 5, 1951).
26. *Laboratory Tests of Fly Ash in Concrete* (Series 131 and 137) (Miscellaneous Publication No. 36, National Ready Mixed Concrete Association, August 1951).
27. *Use of Pozzolan in Concrete, State of Nebraska, Department of Roads and Irrigation* (Bureau of Highways, October 1951).
28. William A. CORDON, *Experience with Pozzolans and Entrained Air in Concrete* (Bureau of Reclamation, Concrete Laboratory Report No. C-660.1, 1952).

29. W. L. CHILCOTE, *Fly Ash-Its Possibilities as a Source of Fines in Portland Cement Concrete and Bituminous Mixtures* (*Engineering News-Record*, October 23, 1952).
30. *Pozzolans and Cement Pozzolan Reactions* (Bureau of Reclamation, Petrographic Laboratory Report No. Pet-102, December 29, 1952).
31. W. T. MC CLENAHAN, *Experience with Fly Ash Blends in a Test Pavement Built in 1938* (*Engineering News-Record*, March 12, 1953).
32. *Tests of Certain Cements and Cement Blends Regarding their Suitability for Concrete Construction* (sponsored by the Engineering Board of Review, City of Chicago, June 1953).
33. *Laboratory Investigations of 81 Fly Ashes* (Bureau of Reclamation, Concrete Laboratory Report No. C-680, September 11, 1953).
34. *Six Dams on the Ruquette* (*Engineering News-Record*, September 17, 1953).
35. *East's First Fly Ash Concrete Dam* (*Engineering News-Record*, September 17, 1953).
36. *Tentative Specifications for Fly Ash for Use as an Admixture in Portland Cement Concrete* (A. S. T. M. Designation : C 350-54 T).
37. *Admixtures for Concrete*, by A. C. I. Committee 212, reprint from *Journal of the American Concrete Institute*, October 1954, *Proceedings*, vol. 51).
38. L. John MINNICK, *Investigations Relatings to the Use of Fly as a Pozzolanic Material and an Admixture in Portland Cement Concrete Proceedings* of the American Society for Testing Materials, vol. 54, 1954, p. 1129.
39. W. A. DEXHEIMER, *Concrete in Reclamation Construction* (*Journal of the American Concrete Institute*, vol. 50, April 1954).
40. Walter H. PRICE and William A. CORDON, *Development of High Quality Concrete of Low Cement Content for Large Dams Built by the Bureau of Reclamation* (Question 19, *Fifth Congress on Large Dams*, Paris, 1955).
41. *Standard Definition of Pozzolan* (A. S. T. M. Designation : C 219-55).
42. Edwin R. CHUBBUCK, *A Study of the Effect of SO_3 in Fly Ash and Suitable Limits for SO_3 in Fly Ash, Semi-Final Report* (Kansas State College, January 1956).
43. Albert G. TIMMS and William E. GRIEB, *Use of Fly Ash in Concrete* (*Physical Research Branch*, Bureau of Public Roads, April 1956).
44. *Developing Fly Ash Outlets* (Purchasing and Stores Committee of the Edison Electric Institute, May 1956).
45. Walter H. PRICE, *Fly Ash in Heavy Construction* (Bureau of Reclamation, Concrete Laboratory Report No. C-828.2, July 31, 1956).
46. *Fly Ash for Use as a Construction Material* (B. C. R. Aid to Industry 600-910, by Bituminous Coal Research, Incorporated, 1956).
47. *Specifications for Raw or Calcined Natural Pozzolans for Use as an Admixture in Portland Cement Concrete* (A. S. T. M. Designation C 402-57 T, 1957).

SUMMARY.

This paper briefly summarizes the history of the use of pozzolan in Bureau of Reclamation concrete dam construction. The effects of pozzolan on the chemical stability, compressive strength, temperature

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

rise, reactive expansion, workability, water requirement, drying shrinkage, autogeneous volume change, and resistance to freezing and thawing of concrete are discussed.

Four large dams constructed during the period between 1911 and 1953 are discussed in detail with respect to the use of pozzolans in these structures. Data on 13 dams, including the cost of portland cement and pozzolan are tabulated. The paper is illustrated by nine figures.

RÉSUMÉ.

Ce rapport résume l'histoire de l'utilisation des pouzzolanes dans les barrages en béton construits par le Bureau of Reclamation. Les effets des pouzzolanes sur la stabilité chimique, résistance à la compression, l'élévation de la température, gonflement réactif, somme de la plasticité et de la cohésion, les besoins en eau, le retrait à sec, le changement de volume autogène, et la résistance des bétons au gel et au dégel, sont discutés.

Quatre grands barrages construits entre 1911-1953 sont discutés en détail du point de vue de l'utilisation des pouzzolanes dans ces constructions. Des renseignements concernant 13 barrages, y compris le prix du ciment portland et de pouzzolane sont disposés en tableau. Ce rapport est illustré de neuf figures.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 98

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

W. LERCH
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

THE USE OF AIR-ENTRAINING ADMIXTURES IN CONCRETE IN LARGE DAMS IN THE UNITED STATES (*).

WILLIAM LERCH,
Head, Performance Tests Group, Portland Cement Association,
Chicago, Illinois.

Laboratory studies of air-entraining admixtures and air-entrained concrete were initiated in the United States about 1937. These early studies were directed primarily toward providing concrete for use in pavements that would have improved resistance to freezing and thawing and resistance to the surface scaling that results from the application of salts (sodium chloride and calcium chloride) for the removal of snow and ice. A number of experimental road projects were constructed using air-entrained concrete during the years 1938 to 1942. Several different air-entraining agents were used in these laboratory tests and experimental road projects. The results obtained clearly demonstrated the superior resistance to freezing and thawing and resistance to surface scaling of the air-entrained concrete [1], [2], [3], [4] (1). The use of air-

(*) *L'utilisation d'agents entraîneurs d'air dans le béton des grands barrages de États-Unis.*

(1) Numbers in parentheses refer to the list of references appended to this paper.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

entrained concrete in pavements and structures has increased rapidly since 1942.

As the properties of air-entrained concrete became established by laboratory tests and field experience, it became apparent that such concrete had many advantages for use in large dams. The first use of an air-entraining admixture in a large dam in the United States to produce purposeful air-entrained concrete of controlled air content, was in Blue Stone Dam, West Virginia, constructed in 1946 to 1947 by the U. S. Corps of Engineers. It is probable that some dams constructed prior to that time did contain a limited quantity of unintentionally entrained air. The air was incorporated in the concrete, unknowingly at the time, through the use of portland cements containing oil or grease leaking from the finish grinding mill or through the use of admixtures that were incorporated in the concrete mixtures as water-reducing agents.

Laboratory tests and field experience have clearly demonstrated that air-entrained concrete has many technical and economical advantages for use in mass concrete. The use of air-entraining admixtures in concrete for large dams has increased rapidly since 1946 and such admixtures have been used in all large concrete dams constructed in the United States in recent years. The performance of air-entrained concrete has fully justified its use. The use of air-entraining admixtures improves the workability of concrete and has made it possible to place concrete of lower cement content in the construction of large dams. The resultant use of lower cement contents decreases the temperature rise within the mass. It has brought about changes in the type of cement used and in construction procedures.

AIR-ENTRAINING ADMIXTURES.

Air-entraining admixtures are materials that incorporate small, discrete, stable air bubbles in the concrete during mixing. They are used in very small quantities, usually less than 0.05 % by weight of the cement. There are a large number of materials that can be used as air-entraining admixtures. They include the following general types of materials :

1. Natural wood resins, such as rosin;
2. Animal or vegetable fats and oils, such as tallow, fish oil, and their fatty acids, such as stearic and oleic acid;
3. Various wetting agents such as alkali salts, of sulfated and sulfonated organic compounds;
4. Water-soluble soaps of resin acids and animal and vegetable fatty acids.

The air-entraining admixtures used in the United States are those meeting the requirements of the specifications of the American Society

for Testing Materials [5]. Some materials that entrain air would not produce concrete meeting the requirements of that specification.

Air-entraining cements are available in most areas of the United States and such cements are used extensively in the construction of pavements and structures. Air-entraining admixtures are generally used, in preference to air-entraining cements, to produce air-entrained concrete for large dams. The use of air-entraining admixtures provides the best means of controlling the air content for the kind of concrete that is used in large dams.

WORKABILITY, BLEEDING AND SEGREGATION.

Entrained air greatly improves the workability of the concrete, and decreases bleeding and segregation. Because of the improved workability it is possible and desirable to reduce the sand content of a mix in a quantity approximately equal to the volume of entrained air. Entrained air provides a means of designing workable concrete mixtures of lower water-cement ratio and lower cement content than can be obtained when using the same materials without the entrained air. The reduction in cement content provides a definite economical advantage in the construction of large concrete dams.

STRENGTH.

The strength of air-entrained concrete (at a constant air content) is principally dependent on the water-cement ratio. Thus an air-entrained concrete mixture can be designed to provide any desired strength in a manner similar to non-air-entrained. For concretes having the same cement content, air-entrainment tends to reduce the strength for rich mixtures. With lean mixtures, such as those used in large concrete dams (5 sacks/cu. yd. or less), air-entrainment is accompanied by relatively larger reductions in water requirement and for these mixtures the strengths will not be reduced, they may even be increased, by the use of air-entrainment.

RESISTANCE TO ABRASION.

Compressive strength is the most important factor controlling the resistance of concrete to abrasion; the resistance increases as the compressive strength increases. The air content of the concrete influences its resistance to abrasion only insofar as it affects the compressive strength. In other words, air-entrained concretes are as resistant to abrasion as plain concretes provided they are designed for equal strength [6].

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

RESISTANCE TO FREEZING AND THAWING.

Concrete dams are often constructed at high elevations or in northern climates where they are exposed to severe weather conditions and numerous cycles of freezing and thawing. Previous experience has shown that the durability of non-air-entrained concrete dams, particularly thin dams such as multiple arches and Ambursen type, can be seriously affected by freezing and thawing [7], [8], [9], [10].

Laboratory tests and field exposure studies have shown that a high resistance to freezing and thawing cannot be obtained through the selection of cement composition or fineness or by cement content or slump of non-air-entrained concrete having water-cement ratios encountered in present-day practice. High resistance to freezing and thawing can be obtained with air-entrained concrete. Extensive studies conducted in the Research Laboratories of the Portland Cement Association confirm these points [11]. The cements used in one of these studies were made at five different plants from clinker which in composition represented two of American Society for Testing Materials Type I and one each of Types II, III and IV cements. At each plant three grinds were made from the same batch of clinker-coarse, medium and fine. By proper blending of these grinds, cements having finenesses of 1 400, 1 800 and 2 200 sq. cm/g, turbidimeter method, were obtained for test.

These non-air-entraining cements were used in the preparation of concretes having cement contents of 4,5 1/2 and 7 sk./cu. yd. The net water-cement ratio of the concretes ranged from a low of 4.6 to a high of 8.8 gal. sk. The Type II cements of each fineness were used also with varying additions of an air-entraining admixture to obtain air-entrained concretes. Specimens prepared from these concretes were subjected to freezing and thawing tests in the laboratory. The specimens were cured in a moist atmosphere for 28 days and then soaked in water for three days prior to freezing and thus were particularly vulnerable to damage from the freezing of water in the pores.

The curve in figure 1 is based on data from these freezing and thawing tests. It shows that all of the non-air-entrained concretes had low resistance to freezing and thawing regardless of composition or fineness of the cements or cement content or water-cement ratio of the concretes. They all attained an expansion of 0.10 % in 110 cycles, or less, of freezing and thawing. On the other hand, as the air content of the concrete was purposely increased by the use of an air-entraining admixture, the resistance to freezing and thawing likewise increased. The concretes having air contents of 3.0 to 6.0 % had not expanded 0.10 % even after 1 250 cycles of freezing and thawing. These results clearly demonstrate that the air content of the concrete is of far more significance with regard to frost resistance than the fineness or composition of the cement. Cements of different composition and fineness were used also on experimental pavement projects [3], [4]. A high resistance

to freezing and thawing was not attained with any of the cements in non-air-entrained concrete. It was attained only by the use of air-entrainment.

In another series of tests, 27 different cements were used in the preparation of box-type specimens 30 inches square, cast in place and filled

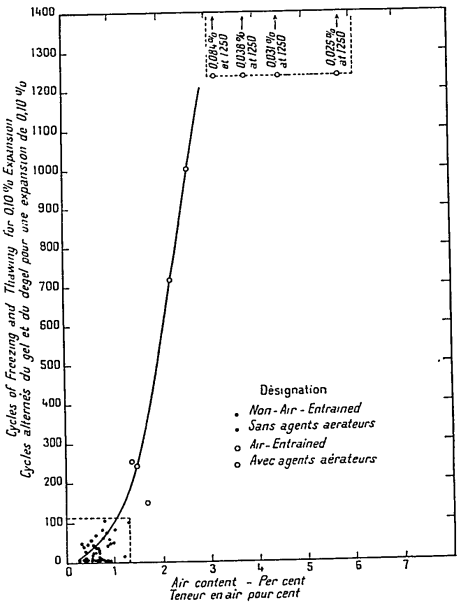


Fig. 1.

Relative effect of cement composition and fineness and of entrained air on resistance to freezing and thawing.

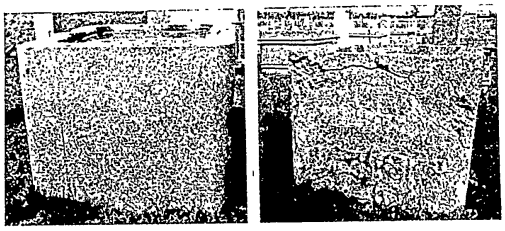
Effet relatif de la constitution et de la finesse du ciment et de l'air entraîné sur la résistance au gel et dégel.

with sand and water. Six different mixes and two combinations of aggregates were used in the construction of the boxes [12]. The benefit of air-entrained concrete in resisting severe weathering is clearly shown by the performance of these boxes at the Portland Cement Association

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Naperville, Illinois Test Plot. Figure 2 illustrates the relative performance of boxes made with a Type II cement and an air-entraining cement made from the same clinker. Many similar comparisons are available on the test plot. Without exception, the boxes made with



a *b*

Fig. 2.

Views of boxes from the long-time study of cement performance in concrete after 16 years' outdoor exposure at Illinois Test Plot.

Cement content: 6 sacks/cu yd., slump, 1 1/2 in., vibrated, aggregates, Springville, New York sand, and Plainfield, Illinois gravel. In the concrete in these boxes a sand of doubtful quality was used.

Aspects des blocs-échantillons pour l'étude à longue durée du comportement du ciment en béton après avoir été exposés pendant 16 ans sans abrit à Illinois Test Plot.

Teneur en ciment : 6 sacs par année cubique; affaissement (slump), 1 1/2 pouce; vibrés; provenance des agrégats, Springville, N. Y. sable; Plainfield, Ill. gravier. Un sable de qualité douteuse a été utilisé dans ces échantillons.

(*a*) Air-entrained concrete.
Béton contenant de l'air entraîné.

(*b*) Non-air-entrained concrete
Béton sans air entraîné

air-entrained concrete are in excellent condition after 16 years of severe weathering. Many of the boxes made with non-air-entrained concrete are showing advance stages of deterioration.

PERMEABILITY AND PORE PRESSURE.

The permeability of well-designed mass concretes, even with mixes as lean as 2 sacks of cement per cubic yard, is so low as to indicate that equilibrium pore pressures are not likely to be achieved in a moderate number of decades, if ever. The effect of entrained air is found not only to reduce the permeability of concrete but also to delay the penetration of water into a dam by a factor of several times, by virtue of the water capacity of the air voids [13].

OPTIMUM AIR CONTENT.

The optimum air content of the concrete is considered to be that minimum air content beyond which further increases in air result in only a marginal further improvement in resistance to freezing and thawing. This air content is optimum in the sense that it is, in general, a balance point between increase in durability and reduction in strength and reduction in unit weight. Laboratory tests have shown that the optimum air content of concrete can be expressed as the air content of the mortar fraction or as the air content of the entire mix. The tests have shown that an air content of 9 ± 1 % of the mortar fraction of the mix (material passing the No. 4 sieve) is the optimum air content for concrete regardless of cement content or maximum size of the aggregate [14]. When the optimum air content is expressed as the air content of the entire mix the required air content will vary depending on the maximum size aggregate as shown in Table 1 [15].

TABLE 1.

Optimum air content of concretes containing different maximum size aggregates.

Maximum size of aggregate (in.).	Recommended average total air content (%).
3/8	6
1/2	5
3/4	4.5
1	4
1 1/2	3.5
2	3

CONTROL OF AIR CONTENT.

When air-entraining admixtures are used, it is very necessary to control the air content of the concrete within narrow limits to maintain uniform workability, strength and durability. Test for air content of the concrete should be made for control purposes during construction. The quantity of air-entraining admixture to be used should be adjusted, up or down, as required by results of the tests for air content of the concrete.

The pressure method of test [16] is the most suitable method for determining the air content of freshly-mixed concrete for large dams. Pres-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

sure units having a capacity of 2.8 cu. ft. of concrete have been used to determine the air content of concrete containing 6-in. maximum size aggregates. Such large units are cumbersome to operate. It is the usual practice to wet-screen the concrete through a 1 1/2- or 3-in. sieve before testing when using concretes containing aggregate having a nominal maximum size of 3 in. or larger and then make the test in a smaller pressure unit. The wet-screening should be carried out with the minimum practicable disturbance of the mortar, no attempt being made to brush or wipe adhering mortar from the sieved-out cobbles[17].

TEMPERATURE RISE.

The use of air-entraining admixtures does not have any significant effect on the heat of hydration of portland cement per se. However, the use of air-entraining admixtures makes it possible to produce workable concrete with lower cement contents and the use of lower cement contents results in a smaller temperature rise within the mass.

Figure 3 shows the relative effect of cement type and cement content on the temperature rise of concrete cured under adiabatic conditions. The temperature rise of the concrete was calculated from heat of hydration data using an average value obtained from tests of six moderate heat of hydration (Type II) portland cements and four low-heat of hydration (Type IV) cements [18]. The neat cement pastes used for the heat of hydration tests were stored under conditions to simulate mass curing. Following this procedure the specimens were stored at 70 F. for one day and at 100 F. until the time of test or for an additional 27 days. Those used for tests at ages of 90 and 365 days were again stored at 70 F. after the 28th day. The heats of hydration were determined by the heat of solution method. The temperature rise of the concrete was calculated by assuming a water-cement ratio of 0.5 by weight and using 0.20 as the specific heat of the cement and aggregate.

The data shown in figure 3 indicate that both the type of cement used and the cement content of the concrete have a significant effect on the temperature rise. Comparing concretes of the same cement content (4 sacks/cu. yd.) the temperature rise is less for Type IV cement than it is for Type II cement. However, for concretes having a cement content of 3 sacks/cu. yd. or less, the temperature rise when using Type II cement is substantially less than that for the concrete having a cement content of 4 sacks/cu. yd. of Type IV cement. The use of a minimum cement content is one of the most positive and effective means of controlling temperatures in mass concrete.

CEMENT CONTENT AND CONSTRUCTION PRACTICES.

The thermal stresses and cracks in massive concrete, that are caused by temperature rise and subsequent fall within the mass, are well

known. The temperature rise is caused by the heat of hydration of the cement. An extensive investigation of cements for use in large dams was undertaken prior to the construction of Hoover Dam [19].

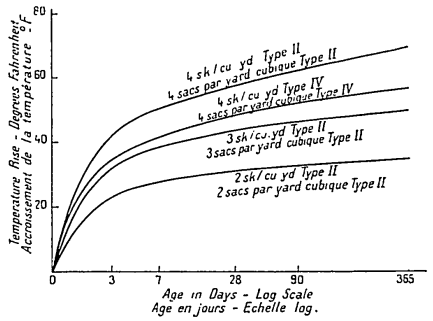


Fig. 3.

Relative effect of cement type and cement content on the temperature rise of concrete cured under adiabatic condition.

Effet relatif du type de ciment et de la teneur en ciment sur l'accroissement de la température du béton conservé dans des conditions adiabatiques

Relative heat of hydration of type II and type IV Portland cements, average data. Neat cement pastes mass cured. Heat of solution data.

Chaleur d'hydratation relative du ciment Portland tyeeII et type IV. Moyennes des résultats Pâte du ciment pure, conservée en masse Valeurs de la chaleur de solution.

Age at test (days) / Éprouvé a l'âge de (jours).	Heat of hydration (cal /g). / Chaleur d'hydratation (cal /g)	
	Type II	Type IV
3	57.9	47.5
7	70.2	55.5
28	80.1	68.9
90	84.2	71.8
365	90.8	79 4

Calculated from heat of hydration data for moderate heat of hydration (type II) portland cement, and low heat of hydration (type IV) portland cement

Calcul basé sur la chaleur d'hydratation du ciment Portland à la chaleur d'hydratation modérée (type II) et du ciment Portland à chaleur d'hydratation basse (type IV).

These studies led to the development and production of low-heat (Type IV) portland cement for use in large dams. The first use of low-heat cement in the United States was in Morris Dam (originally

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Pine Canyon), California, constructed in 1932-1933 by the Pasadena Water Department. A number of large dams was then constructed using low-heat cement, notably Hoover Dam, Shasta Dam and part of Grand Coulee. Concretes having a cement content of about 4 sacks cu.yd were used in the construction. Even with the use of low-heat cement the amount of heat generated by the cement was so great that the embedded pipe method of cooling was used to keep the temperature rise in the mass at safe levels.

The use of air-entraining admixtures has contributed to the use of concretes of lower cement content. In that part of Blue Stone Dam that was constructed using an air-entraining admixture, a cement content of 3 sacks/cu. yd. was used. In later construction, concretes of even lower cement contents have been used for the interior mass. Even with air-entrained concrete, cement contents of about 4 sacks/cu.yd. are normally used for the exposed surface. In the construction of Pine Flat Dam, the use of an air-entraining admixture made it possible to use a cement content of 2 1/4 sacks/cu. yd. and for some part of the construction a cement content as low as 2 sacks/cu. yd. was used. To obtain these low cement contents it is necessary, also, to use a low sand factor and to maintain uniformly well-graded aggregates.

With the low cement contents that can be obtained with air-entraining admixtures, the heat of hydration of the cement becomes of less significance (*fig.* 3), and precooling becomes feasible in place of cooling by embedded pipes in large structures. The use of low-heat (Type IV) portland cement has been discontinued in the United States and moderate heat of hydration (Type II) cement is being used. The temperature rise in the mass is usually considered to be within safe limits without the use of embedded cooling coils if the concrete is precooled prior to placement. For precooled concrete, lift heights greater than the usual 5 ft. become feasible because cooling from exposed surfaces between lifts is of little consequence to subsequent temperatures. Lift height of 7 1/2 ft. were used on Table Rock Dam, Missouri, constructed by the U. S. Corps of Engineers, 1955 to 1958, with air-entrained concrete precooled to a maximum placement temperature of 50 F. The higher early strength of the Type II cement has a further advantage with respect to removal of forms when using concretes of very low cement content.

The use of air-entraining admixtures provides considerable economical advantage in the construction of large concrete dams through the use of lower cement contents and accompanying changes in construction practices.

REFERENCES.

1. H. F. Gonnerman, *Tests of Concretes Containing Air-Entraining Portland Cements or Air-Entraining Materials Added to Batch at Mixer* (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 40, 1944, p. 477).

2. Charles E. Wuerpel, *Laboratory Studies of Concrete Containing Air-Entraining Admixtures* (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 42, 1946, p. 305).
3. F. H. Jackson and I. L. Tyler, *Long-Time Study of Cement Performance in Concrete*; Chapter 7, *The New York Test Road* (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 17, 1951, p. 773).
4. L. E. Andrews, *Record of Experimental Air-Entrained Concrete 10 to 14 Years After Construction* (*Highway Research Board*, Bulletin 70, 1953, p. 11).
5. *Standard Specifications for Air-Entraining Admixtures for Concrete* (*Amer. Soc. Testing Mat.*, 1955, Book of Standards, Part 3, p. 1279).
6. L. P. Witte and J. E. Backstrom, *Some Properties Affecting. The Abrasion Resistance of Air-Entrained Concrete* (*Proceedings, Amer. Soc. Testing Mat.*, vol. 51, 1951, p. 1141).
7. F. R. Mc Millan, *Study of Defective Concrete* (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 27, 1931, p. 1039).
8. R. B. Young, *More Lessons from Concrete Structures in Service* (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 27, 1931, p. 1065).
9. Axel Ekwall, *Deterioration by Aging of the Concrete in Gravity Dams* (*First International Congress on Large Dams*, Stockholm, Sweden, vol. 1, 1933, p. 203).
10. H. Eggenberger and A. Zwygard, *Decomposition by Aging of Concrete Used in Swiss Dams* (*First International Congress on Large Dams, Stockholm*, Sweden, vol. 1, 1933, p. 83).
11. H. F. Gonnerman, *Durability of Concrete in Engineering Structures* (*Building Research Congress*, 1951, England, Book of Papers, Division No. 2, Section D, Cement and Concrete, p. 92-104).
12. R. F. Blanks, *Ten-Year Report on the Long-Time Study of Cement Performance in Concrete* (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 49, 1953, p. 601).
13. Roy W. Carlson, *Permeability, Pore Pressure and Uplift in Gravity Dams* (*Proceedings, Amer. Soc. Civil Eng.*, vol. 81, Separate No. 700, May 1955).
14. P. Klieger, *Studies of the Effect of Entrained Air on the Strength and Durability of Concretes Made with Various Maximum Sizes of Aggregates* (*Proceedings, Highway Research Board*, vol. 31, 1952, p. 177).
15. *Recommended Practice for Selecting Proportions for Concrete* (A. C. I. 613-54) (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 51, 1954-1955, p. 49).
16. *Standard Method of Test for Air Content of Freshly-Mixed Concrete by the Pressure Method* (*Amer. Soc. Testing Mat.*, 1955, Book of Standards, Part 3, p. 1287).
17. *Method of Test for Air Content of Freshly-Mixed Concrete*, (C. R. D.-C 41-52) (*Handbook for Concrete and Cement*, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U. S. Army).
18. William Lerch and C. L. Ford, *Long-Time Study of Cement Performance in Concrete*, Chapter 3, *Chemical and Physical Tests of the Cements* (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 44, 1948, p. 745).
19. Raymond E. Davis, R. W. Carlson, G. E. Troxell and J. W. Kelley, *Cement Investigations for Boulder Dam with the Results up to the Age of one Year* (*Proceedings, Amer. Concrete Inst.*, vol. 30, 1934, p. 185).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

SUMMARY.

Laboratory studies of air-entraining admixtures and air-entrained concrete were initiated in the United States about 1937. As the properties of air-entrained concrete became established, it was apparent that such concrete had many technical and economical advantages for use in large dams. The first use of an air-entraining admixture in a large dam in the United States, to produce purposeful air-entrained concrete of controlled air content, was in 1946. The use of air-entraining admixtures has increased rapidly since that time and such admixtures have been used in all large concrete dams constructed in the United States in recent years. The performance of air-entrained concrete has fully justified its use. The use of air-entraining admixtures improves the workability of concrete and has made it possible to place concretes of lower cement content in the construction of large dams. The resultant use of lower cement contents decreases the temperature rise within the mass and has likewise brought about some change in the type of cement used in the construction of large dams in the United States.

The paper discusses the technical and economical aspects of the use of air-entraining admixtures in large concrete dams.

RÉSUMÉ.

Des essais en laboratoire ayant pour but de déterminer les propriétés et le rôle des agents dispersifs à entraînement d'air et du béton à l'air occlus ont été effectués aux États-Unis depuis 1937. Lorsque les propriétés des bétons aérés furent définies, il devint évident que ce béton présentait beaucoup d'avantages pour son emploi dans les grands barrages. L'addition des agents aérateurs fut utilisée pour la première fois aux États-Unis en 1946, lors de la construction d'un grand barrage afin de produire un béton ayant une teneur d'air entraîné bien contrôlée. L'emploi des mélanges aérateurs s'est augmenté depuis cette date et ces produits sont utilisés dans tous les grands barrages exécutés récemment aux États-Unis. Le comportement du béton avec addition d'agents entraîneurs d'air a justifié son emploi. L'utilisation de ces agents aérateurs conduit à une amélioration de la maniabilité (workability) du béton, et a rendu possible l'emploi de béton de mettre à plus faible teneur en ciment pour la construction de grands barrages. Il résulte de l'emploi de bétons à faibles teneur en ciment un abaissement de la température à l'intérieur du massif et cela a conduit à des modifications dans les types de ciments employés dans la construction des grands barrages aux États-Unis.

La présente communication est une analyse des aspects techniques et économiques de l'emploi des agents aérateurs dans les grands barrages en béton.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958.

152903-58 Paris — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 99

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. M. BERTHIER
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LE RÔLE NÉFASTE DE LA CHAUX LIBRE DANS LE GEL DES BÉTONS (*).

R. M. BERTHIER,

Directeur du Centre d'Études Scientifiques et techniques de Grenoble,
Conseil Scientifique du Gouvernement Général de l'Algérie.

L'étude systématique du gel des bétons est le seul moyen d'identifier les facteurs physiques et technologiques responsables des destructions de bétons par le gel.

Un des facteurs les plus importants est la chaux hydratée qui se trouve à l'état libre et en proportions très importantes dans le ciment Portland après sa prise et son durcissement.

D'autres facteurs technologiques sont en réalité sous la dépendance du facteur chaux. Par exemple, les sables fins sont utiles parce qu'ils dispersent les concentrations locales de chaux libre, et les matières pouzzolaniques sont utiles également parce qu'elles fixent plus ou moins complètement cette chaux libre.

L'objet du présent rapport est de décrire des expériences qui mettent en évidence l'évolution de la chaux libre dans le processus général du gel.

(*) *Free lime : a deleterious agent in the freezing of concrete.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

DESCRIPTION DES ESSAIS DE GEL.

Nous précisons d'abord le processus des essais.

Les éprouvettes de béton sont des cubes de 7 cm, et les éprouvettes de mortier ou de pâte pure des éprouvettes cubiques de 4 cm ou prismatiques de 4 × 4 × 15 cm.

L'appareil frigorifique a un laboratoire d'environ 0,5 m³, en forme de tunnel. Dans le fond du tunnel, un ventilateur engendre une circulation constante d'air froid.

Les éprouvettes sont placées dans un panier, sur des planches d'acier de façon à former des files parallèles à la direction du vent froid, l'extrémité de chaque file étant protégée du choc direct de l'air froid par une plaque d'acier. A chaque cycle, les éprouvettes sont permutées autant que possible pour homogénéiser les conditions du gel. Le vent froid circule aisément entre les files. Ces conditions ont été repérées par l'étude des indications de très petits couples scellés au centre de cubes d'épreuve.

Le dégel se fait en immergeant les planches avec les éprouvettes qu'elles portent dans de l'eau saturée de chaux. Cette eau est contenue dans une cuve munie, dans le fond, d'un échangeur métallique parcouru par l'eau tiède ayant servi à refroidir le compresseur de la machine frigorifique. Une grille horizontale sépare l'échangeur des éprouvettes afin de séparer les boues et débris. Une lente convection naturelle ramène la température du bain à environ 20° au début de chaque opération de dégel, et comme on place toujours le même poids d'éprouvettes dans le bain, on obtient des conditions toujours identiques.

Les éprouvettes dégelées sont égouttées avant le nouveau gel.

L'étude des couples scellés a permis de fixer les temps de gel et de dégel. On fait normalement 4 cycles pendant les 8 à 10 h de présence du personnel, une installation semi-automatique permettra, bientôt, de faire 10 cycles par 24 h.

Les éprouvettes sont soumises aux cycles de gel après une période initiale de durcissement en chambre humide à 18° fixée à l'un des chiffres, 1, 2, 4 et 12 semaines. C'est ainsi que toutes les éprouvettes citées dans ce rapport ont été mises au gel à une semaine d'âge.

Avant mise au gel, les éprouvettes sont rectifiées suivant deux faces parallèles, ce qui est indispensable pour avoir ensuite des mesures mécaniques précises et des observations nettes sur la structure gelée.

Les essais mécaniques consistent en épreuves de compression, avec ou sans relevé de courbe de charge pour fixer la limite élastique et le module, et épreuves de traction par notre procédé bien connu (1). On peut, à la rigueur, faire ces deux épreuves sur la même éprouvette.

Les mesures de dilatations, positives ou négatives, se font, soit sur

(1) Publication technique n° 43 du Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants hydrauliques.

les éprouvettes rectifiées au moyen de palpeurs à plateaux, soit sur éprouvettes prismatiques portant des plots scellés en acier suivant une technique connue.

Une classe spéciale de mesures et d'études concerne la résistivité électrique, l'impédance ultrasonique, et, d'autre part, l'auscultation sonique pendant les cycles donne des renseignements intéressants.

Les mesures mécaniques ne seront pas reprises dans le présent rapport et feront l'objet de publications séparées. Le présent rapport est uniquement destiné à analyser le processus physique du gel.

Quand on suit les épreuves précédemment décrites avec attention, on s'aperçoit rapidement qu'elles sont faussées par des effets secondaires du gel. C'est ainsi que les faces rectifiées des éprouvettes cubiques cessent rapidement d'être planes, le mortier du béton tendant, en général, à faire saillie sur les pierres, et une distorsion de la structure se manifestant également. Ces distorsions peuvent passer inaperçues si on observe les éprouvettes après les épreuves mécaniques.

Les mesures de dilatations sont faussées pour les mêmes raisons. Il s'ensuit qu'un programme de gel et d'épreuves mécaniques qu'on fait exécuter administrativement et dont on se borne à dépouiller les résultats n'apporte que des idées bien imparfaites sur le sujet.

Aussi avons-nous consacré beaucoup de soins à observer, dans le détail, l'évolution des éprouvettes. Ceci nécessite une bonne organisation de photographie, macro et micro, afin de garder trace de ces observations, et nous avons choisi, dans notre fonds, quelques bonnes photos pour illustrer notre rapport.

Le premier phénomène observable sur éprouvettes de béton de ciment Portland est l'apparition, après quelques cycles de gel, d'un réseau de fines lignes blanches sur les faces rectifiées ou non. Sur les faces non rectifiées, ce réseau se dessine sur une surface amorphe, mais sur les faces rectifiées, ce réseau coïncide avec le contour des pierres coupées par la rectification et tend à souligner le contour des éléments pierreux, gros ou petits. Ces linéaments deviennent de plus en plus visibles à mesure de l'avancement du gel, l'observation microscopique et la microchimie montrent qu'il s'agit de chaux pure, plus ou moins carbonatée bien entendu. On rend ces linéaments plus visibles en faisant le béton avec des pierres noires et surtout avec du ciment noir. Pour obtenir la pâte noire, il nous a suffi de mêler au ciment une petite proportion de poudre de schistes bitumineux d'Autun. Cette poudre est faiblement pouzzolanique et ne modifie en rien les caractéristiques mécaniques des éprouvettes, mais elle est très colorante.

Ces linéaments de chaux sont visibles sur la plupart de nos photographies, par exemple :

Figures 1 et 2 : faces rectifiées;

Figure 4 : faces non rectifiées et où les pierres n'ont pas été mises à nu.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La flèche indique la direction de la lumière pour tous les clichés.

The arrow shows the direction of the light on all the photographs.

Fig. 1.

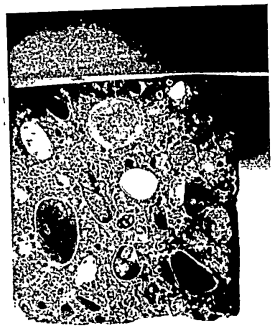


Fig. 2.

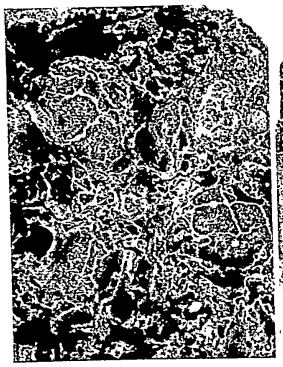


Fig 3.

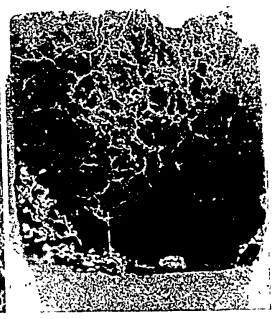


Fig. 4.

Sur les faces rectifiées de la figure 3, on voit aussi apparaître ces lignes dans les fissures de pierres, fissures qui passaient absolument inaperçues à la rectification initiale. Ces linéaments sont en relief, ce qui est mis en évidence par des photos prises en lumière frisante; voir en particulier les figures 1 et 5, ce dernier relatif à de la pâte pure de ciment.

D'ailleurs ces lignes en relief sont visibles sur tous les parements d'ouvrages, et dans des conditions où il est exclu qu'elles puissent être dues à des filtrations à travers le béton, mais les figures formées par les

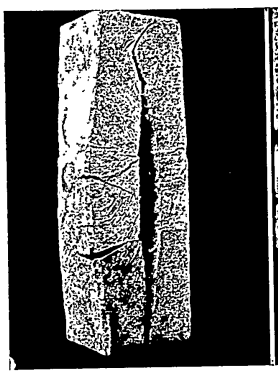


Fig. 5.

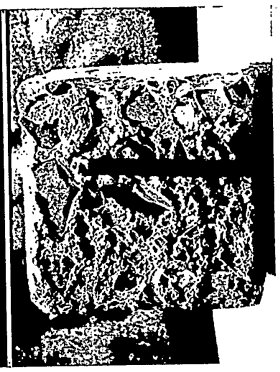


Fig. 6.

filtrations forcées ressemblent un peu à ces lignes, elles sont plus localisées et plus grossières.

Des lignes du même genre et probablement dues aussi au gel sont visibles sur des pierres de maçonneries anciennes avec joints à la chaux. Toutefois, on peut les observer aussi parfois sur des pierres qui ont pu subir le gel mais qui n'avaient pu être imprégnées de chaux, et ce sont probablement alors des migrations de calcite selon un processus du même genre mais beaucoup plus lent.

Une autre observation fondamentale est la distorsion des faces planes sous l'effet du gel. D'une part, la pâte de mortier enrobant les plus gros éléments tend à faire saillie sur ces éléments, et, d'autre part, les plans de coupe de ces pierres cessent d'être coplanaires, comme sur un dallage ancien dont les éléments se déversent avec le temps. On le voit très bien sur la photo 6 qui est d'ailleurs un cas presque monstrueux, mais pas tellement exceptionnel. Il faut prendre garde que toute photo de ce

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

genre peut être d'interprétation ambiguë si la direction de la lumière n'est pas bien précisée. Pour éviter toute erreur on a déposé sur l'éprouvette une petite bille dont l'ombre portée matérialise la direction de la lumière et l'on voit bien que les pierres sont en creux et la pâte en relief. Dans la plupart de nos photos, les résultats sont bien les mêmes. Il arrive (*fig.* 1) que certaines pierres soient en léger relief, cela est fréquent quand ce sont des cailloux roulés siliceux, peu adhérents, et qui se déchaussent facilement après la rectification. Sur la photo 2 on voit très bien l'alvéole d'un caillou déchaussé, avec des cailloux en creux et d'autres nettement déversés. Cette observation du gonflement du mortier montre bien que le gel du béton n'est pas distinct du gel du ciment. Nous y reviendrons.

Un autre fait caractéristique est que les linéaments de ces dessins de chaux coïncident toujours avec des fissures ouvertes par le gel. Pour le moment il n'est pas question de déclarer que les lignes sont la conséquence des fissures, ou l'inverse, mais seulement qu'il y a toujours concordance. Même si l'on ne voit pas de fissures sur une face avant les essais mécaniques, il y a toujours des fissures ou des cassures plus ou moins visibles après l'épreuve. Cela se voit sur les figures 7 (avant écrasement) et 8 (après écrasement). On voit bien sur la figure 8 les fines lignes de chaux qui sont restées adhérentes sur le bord d'une pierre et qui se prolongent sur la surface déchaussée. Cela se voit bien aussi sur les photos 9 et 10. Après une séparation ménagée des éléments par une épreuve mécanique conduite avec précautions, on trouve des figures du même genre en pleine structure, mais surtout au voisinage immédiat de la surface, pour peu qu'on se donne la peine d'enlever quelques pierres avec précaution.

La photo 11 montre l'état d'un béton après 75 cycles; on voit encore peu de chose, mais on voit dans des alvéoles déchaussées des lignes de chaux sur le ciment noir.

La photo 12 montre l'état du même béton après 138 cycles.

La photo 13 montre, en agrandissement, quelques détails d'alvéoles de cailloux expulsés par le gel et dans lesquels on voit très bien les fissures pleines de chaux.

L'éprouvette 866, visible sur la photo 12, est reprise en agrandissement sur la photo 13 *bis* qui montre quelques détails intéressants.

Les photos ci-dessus ne sont qu'une très petite partie de notre matériel expérimental, et, par ailleurs, tout un ensemble d'autres expériences concordent avec celles-là, expériences qui ont été énumérées au début de ce rapport. En particulier, nous étudions et mesurons directement l'adhérence de pierres de nature variée sur le ciment au cours du gel, et l'évolution de la désagrégation du liant par la mesure de la vitesse d'hydrolyse. Toute cette expérimentation, si elle n'est pas encore présentable, permet déjà de se faire un tableau assez net des phénomènes très complexes du gel et du rôle joué par chacun des facteurs identifiés.

Nous allons essayer de montrer le rôle de la chaux qui est certainement un facteur important.

Cette histoire commence dès le malaxage du ciment. Si l'on moule une éprouvette en pâte pure, cette pâte possède une certaine structure légèrement feuilletée, analogue à celle d'une pâte d'argile et la chaux

Fig. 7.

Fig. 8.

Fig. 9

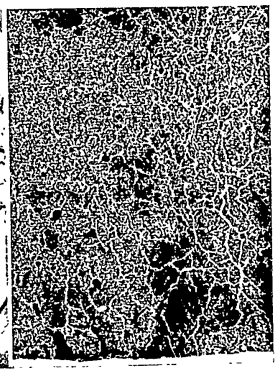


Fig. 10.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

libre tend à former des ségrégations dans les lits de feuilletage. Dès les premiers cycles de gel, ce feuilletage se dilate, et devient presque immédiatement visible à la surface selon des lignes analogues à celles de la figure 5. Mais, en même temps, l'action du gel tend à produire

Fig. 11.

Fig. 12

un autre système de feuilletage par plans parallèles à la surface et qui, en général, coïncide assez mal avec le précédent (*fig.* 5). Ce qu'on observe participe de ces deux causes et le moyen le plus simple de les

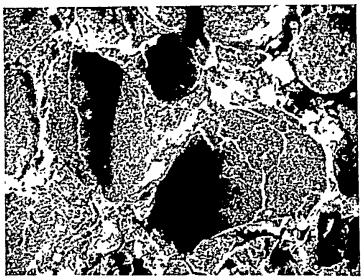


Fig. 13

discriminer consiste à se servir des conditions de symétrie en modifiant les positions dans le frigorifique des éprouvettes moulées dans une position constante.

Il est certain dans tous les cas que la migration de la chaux accompagne la dilatation du système de fissures. Toute lacune initiale est remplie par de l'eau saturée de chaux, et, comme la chaux est plus soluble à froid, la concentration augmente pendant le refroidissement aux dépens de la paroi adjacente. Au dégel, la fissure est remplie d'une solution sursaturée qui diffuse vers l'extérieur en formant vers la sortie de la fissure des dépôts plus ou moins carbonatés. Cela c'est le phénomène global. Le détail est plus compliqué, et l'on peut l'observer dans une solution emprisonnée entre deux feuilles de verre. Au moment du gel, il se produit d'abord un mélange de glace *pure* et d'eau sursaturée

Fig. 13 *bis*.

où la chaux cristallise en partie, mais, comme il s'agit de fissures ouvertes l'expansion de la glace pure expulse, du fond vers la surface libre, un peu d'eau saturée et de chaux en microcristaux. Ce mécanisme fondamental continue à jouer tant qu'il y a de la chaux directement soluble, et ensuite par hydrolyse. Le résultat le plus général est que les parois des fissures sont tapissées de chaux, et comme cette chaux n'a aucune cohésion mécanique, la fissuration, si légère soit-elle, est définitivement consolidée en tant que système de surfaces de moindre résistance.

Ainsi le gel de la pâte pure aboutit à la diaclase de l'éprouvette en lamelles, ces lamelles étant souvent subdivisées presque indéfiniment en sens divers, et cet état ressemble beaucoup à celui des pierres homogènes fragmentées par le gel, et, à une autre échelle, à celui de bancs sédimentaires fortement diaclasés.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Dès qu'on ajoute à la pâte pure des charges minérales plus ou moins inertes, les apparences globales changent complètement et cela a pu faire croire que le gel du béton était un processus entièrement distinct du gel du ciment. C'est, en réalité, toujours le même processus, il n'y a que la répartition des fissures qui soit modifiée.

Une simple addition de sable fin détruit la structure feuilletée initiale de la pâte.

Si l'on examine les photos 14 et 15 représentant, en vue directe et en agrandissement, un prisme gelé de mortier normal, on voit sur la paroi non encore détruite une réticulation en lignes saillantes de chaux à la dimension des grains avec des fissures parallèles aux parements, et un examen au microscope montre que les grains de sable déchaussés sont enrobés de chaux. Si l'on observe une surface rectifiée, on voit, à une échelle plus petite, les figures en réseau qu'on a vues sur les photos de bétons gelés (1 et 2 par exemple).

Dans les mortiers et bétons, le rôle de la chaux interstitielle est exactement le même que dans les feuillets de la pâte pure. L'eau adhérant par capillarité sur les grains est le siège des phénomènes de concentration et d'extrusion de la chaux du ciment, et cette chaux détruit définitivement l'adhérence, en sorte que, finalement, le mortier s'effrite grain à grain. On distingue facilement le faciès d'un bon mortier gelé et d'un mortier trop aqueux non gelé, bien qu'ils présentent le même défaut total de résistance : un mortier trop mouillé n'est certes pas résistant, mais il peut encore supporter un peu la dessiccation, sauf quelques fissures. Au contraire, le bon mortier expansé par le gel se résout littéralement en sable par la dessiccation à cause de la chaux interstitielle. Il y a cependant intérêt à subdiviser la pâte de ciment pour diminuer sa gélivité par des sables contenant une fraction notable de grains très fins autour de 0,05 — 0,25 et 0,1 — 0,5, dans la mesure où l'on prend toutes dispositions pour ne pas accroître de ce fait la proportion d'eau de malaxage ou coefficient de mouillage. Cette dernière restriction est, fondamentale.

L'influence de la forme des grains de sable et de leur nature minéralogique est à l'étude. Il est difficile d'isoler ces facteurs car ils s'enchevêtrent, en ce qui concerne le gel, avec d'autres facteurs comme le coefficient de mouillage, la désaération des pâtes, la rugosité des grains, la définition cristallographique des surfaces, etc. Si d'ailleurs on définit finalement le meilleur sable au regard de chacun de ces facteurs, il sera certainement impossible de trouver un sable qui soit le meilleur à tous les points de vue, et l'on aboutira à un compromis. Par exemple, un sable à grains rugueux et anguleux serait peut-être le meilleur pour la division de la pâte, mais exigera beaucoup plus d'eau et donnera un béton rèche. Alors, suivant les conditions de mise en place et les engins utilisés et dans un chantier déterminé, ce sable donnera peut-être un résultat nettement plus mauvais qu'un sable à grains ronds, de moins bonne adhérence, mais plus facile à mettre en place en bonnes conditions. Mais la connaissance des conditions théoriquement les meilleures aura au moins l'avantage d'éclairer les discussions sans issue qui opposent

souvent les techniciens et de légitimer des spécifications qui soient, dans chaque cas, pratiquement les meilleures tout en étant théoriquement imparfaites.

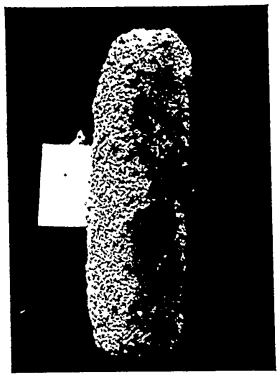


Fig. 14.

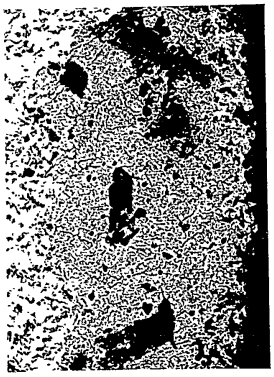


Fig. 15

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Si maintenant on passe à l'observation du béton, le même processus se produit d'une façon macroscopique ainsi qu'on l'a vu sur les photographies, il y a toujours concordance entre les dépôts interstitiels de chaux, les fissures du gel, celles-ci pouvant ne se révéler qu'au moment

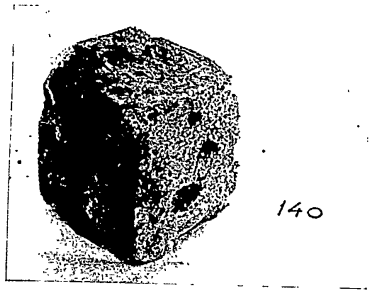


Fig. 16.

de l'épreuve mécanique. Là aussi les fissures de gel tendent à former des surfaces parallèles aux parements, mais l'observation à ce point

Fig 17

de vue devient plus incertaine parce que les éprouvettes ne sont plus assez grandes vis-à-vis des gros éléments du ballast. Il faut noter aussi que dans les bétons discontinus le mortier gelé garde son faciès propre dans le béton gelé (photos 16 et 17). Quand on fait les épreuves mécaniques, on observe des formes de dislocation assez différentes de celles

des bétons non gelés. Une épreuve ménagée, comme sur la photo 17, montre le divorce entre les pierres et le mortier par suite de manque d'adhérence, le mortier se désagrégeant ensuite pour la même raison. Les pierres siliceuses rondes se déchaussent beaucoup plus spectacu-

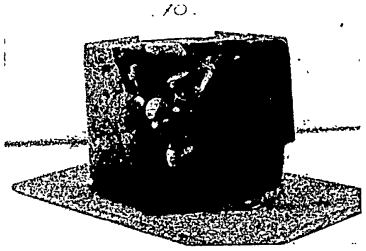


Fig 18.

lairement comme on le voit sur les photos 18 et 19, et sur les photos 20 et 21. L'observation attentive des formes et du faciès de la dislocation

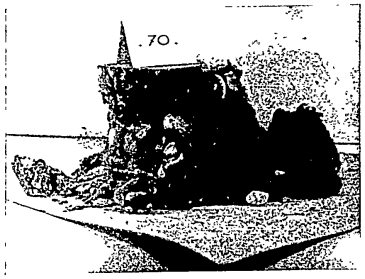


Fig. 19.

est très importante, elle permet de voir si le mortier est plus ou moins altéré, ou si l'adhérence des gros éléments est plutôt en cause.

Un deuxième compartiment de nos travaux concerne la recherche des moyens propres à diminuer la gélivité des ciments et des bétons.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

A vrai dire, nous avons engagé ces travaux il y a bien longtemps, nos travaux récents sur le rôle de la chaux, brièvement relatés ci-dessus, ont simplement confirmé et éclairé une partie des résultats acquis.

Les quelques expériences récentes que nous allons relater maintenant

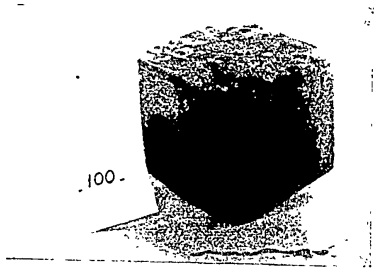


Fig. 20.

ont été choisies à titre démonstratif et pour servir de conclusion au présent rapport, mais elles ont été, dans leur principe, tirées de notre fonds de recherches antérieures.

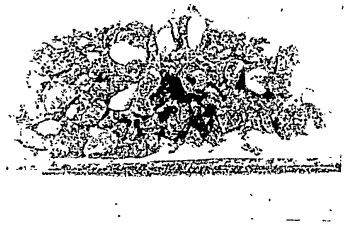


Fig. 21.

Nous attirons l'attention sur le fait que, pour ces expériences, on a cherché à accélérer et amplifier les effets visibles du gel en vue de l'observation directe et de la photographie. Les bétons ont été mis au gel dès 7 jours d'âge, ce qui est sévère. Ces bétons contiennent trop de mortier et sont fortement dosés, toutes conditions favorisant une

expansion rapide par le gel. La composition type est : gravillons roulés 5/15, 660 l/m³; sable leucate 0,5/5, 330 l/m³; ciment, 514 kg/m³; eau à préciser dans chaque série.

Première série.

Les éprouvettes 852 à 858 sont destinées à montrer l'influence des additions de laitier sur la gélivité.

Elles sont toutes faites avec du CP « faiblement alumineux », plus des additions à préciser, E/C = 50 %, et non coloré en noir.

- L'éprouvette 855 n'a reçu rien de plus.
- Les éprouvettes 852 et 858 contiennent 25 % de laitier pur Ébange/Patural 4000 Blaine (par rapport au ciment total).
- L'éprouvette 857 contient 50 % de laitier.
- L'érpouvette 856 contient 75 % de laitier.
- Les éprouvettes 858, 857, 856, contenant du laitier, renferment en plus 1 % de chlorure de sodium + 0,1 % de fluosilicate de soude.

Les cinq éprouvettes sont montrées sur la photo 22 à l'âge de 7 jours + 22 cycles de gel.

L'éprouvette 855 est presque disloquée et on la retire des épreuves. L'éprouvette 852 est épaufrée et un peu fissurée, les autres sont en bon état.

A 30 cycles, l'éprouvette 852 est disloquée et retirée des épreuves.

La photo 23 montre les survivantes à 80 cycles. L'éprouvette 858 à 25 % de laitier est disloquée, les deux autres tiennent encore et seront entièrement disloquées vers 100 cycles.

Tableau des compositions

(E/C = 50 %)

Éprouvettes	852	855	856	857	858
25 % laitier	·		·	·	
50 »			–		–
75 »				–	–
1 % NaCl + 0,1 % Fl	–		·	×	×

Nous faisons immédiatement les remarques suivantes, qui sont bien entendu corroborées par une expérimentation beaucoup plus vaste que ces quelques démonstrations :

L'addition du laitier de bonne qualité à finesse de mouture très élevée augmente considérablement la résistance au gel, à condition toutefois d'ajouter des additions salines. La composition d'additions choisie pour ces expériences est celle qui a fait ses preuves depuis plusieurs années dans les travaux publics en Algérie. On peut d'ailleurs faire mieux encore.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les migrations de chaux se voient d'autant moins que la dose de laitier est plus élevée, parce que le laitier est capable de fixer cette chaux. Cette fixation dépend dans une large mesure des additions, mais cette question est hors du sujet.

856 857 858 852 855

Fig. 22.

858 857 856

Fig 23.

DEUXIÈME SÉRIE.

Les éprouvettes 861 à 867 sont destinées à montrer l'influence des additions salines, d'une part, et de la contrainte, d'autre part.

Elles sont toutes faites avec le même CP de base que les précédentes, mais le ciment a été coloré en noir par du schiste d'Autun, le rapport E/C a été réduit à 50 %.

— Les éprouvettes 861 n'ont reçu aucune addition.

— Les éprouvettes 862, 861, 865, ont reçu, en plus des additions salines, à savoir :

1 % de Cl Na pour 864,
0,1 % de fluosilicate de soude pour 865;
1 % de Cl Na et 0,1 % de fluosilicate de soude pour 862.

— Les éprouvettes 866 et 867 contiennent, en plus du CP de base, 25 % de laitier et l'eprouvette 867 contient en plus 1 % de Cl Na.

Chaque numéro a été traité de deux façons différentes.

— Les éprouvettes marquées A de 862 à 867 ont été coulées et conservées normalement en chambre humide avant le gel.

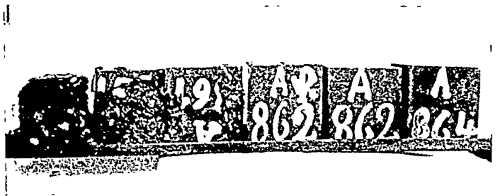
— Les éprouvettes marquées A1 ou A 5 de 862 à 867 ont été chargées immédiatement après leur coulée et jusqu'à fin de prise d'une contrainte de 100 g/cm² réalisée par un plateau chargé de poids.

Les photos suivantes sont prises :

— photos 24 et 25 à 36 cycles;
— » 26 à 50 » ;
— » 12 à 48 » ;
— » 27 et 28 à 78 » ;
— » 29 à 104 » .

866 A 5 866 866 865 A 5 865 865

Fig. 24.



861 861 862 A 5 862 861

Fig 25.

TABLEAU DES COMPOSITIONS.

(E/C = 50 %)

Éprouvettes	non contraint / contraint.	861 -	862 862 A 5	864. 861 A 5.	865. 865 A 5	866. 866 A 5.	867. 867 A 5.
25 % laitier		-	-	-	-	×	×
1 % Na Cl		-	×	×	-	-	×
0,1 % Fl		-	×	-	×	-	-

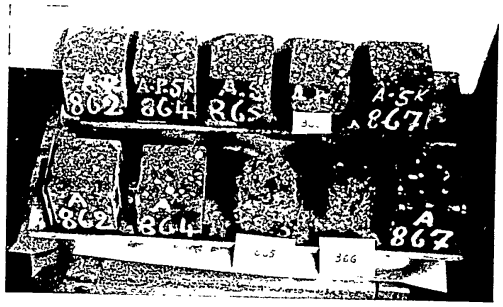
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

En définitive, le classement de mérite s'obtient comme suit :

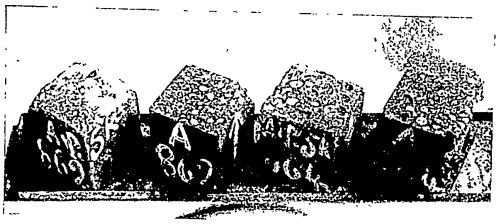
	Mise au gel à sept jours d'âge.							
Nombre de cycles de gel.... ..	22.	30.	36.	48.	60.	78	104	150
Éprouvettes de la première série....	865	862	–	–	–	864	866 / 867	–
Éprouvettes de la deuxième série...	–	–	861	865 / 866	865 P / 866 P	864	867 / 862 / 864 P	867 P / 862 P

862 A 5 864 A 5 865 A 5 866 A 5 867 A 5



862 864 865 866 867

Fig. 26.



862 A 5 862 864 A 5 864

Fig. 27.

Ces tableaux confirment les enseignements suivants d'une longue expérimentation portant, en général, sur des bétons de composition plus normale et moins jeunes. Les spécifications différentes qui ont été appliquées aux éprouvettes ci-dessus, si elles étaient appliquées à des bétons normaux, donneraient exactement le même classement relatif, mais les durées absolues d'endurance seraient considérablement augmentées.

Fig. 28

1° Dans tous les cas, le rapport E/C est un facteur important.

2° Une addition de laitier seul améliore peu la gélivité.

3° Les additions salines sont indispensables tant pour les CP que pour les ciments mixtes.

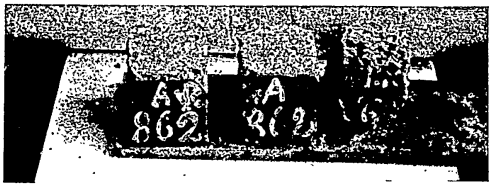


Fig. 29

4° Les ciments mixtes, faits de CP additionné au moment de l'emploi de laitier moulu à part à grande finesse, sont beaucoup plus résistants que les CP, surtout à partir de 55 % de laitier, la proportion optima étant au voisinage de 80 %, mais sous condition d'additions salines.

5° Les bétons contraints dès leur coulée sont plus résistants que les bétons non chargés.

6° Dans tous les cas, les migrations de chaux se manifestent quand les altérations deviennent importantes. Dans les CP, avec ou sans additions, les manifestations de la chaux sont à peu près les mêmes

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

pour un même degré d'altération, ces altérations pouvant, suivant le traitement, apparaître plus ou moins tard. Dans les ciments mixtes, la chaux est d'autant moins visible que la proportion de laitier est plus grande, quelles que soient les altérations. A partir de 50 % de laitier, on ne voit plus les lignes de chaux à l'œil nu.

Pour terminer, nous devons avertir que les additions salines utiles augmentent un peu le retrait intrinsèque de tous les ciments. Mais le retrait intrinsèque est la manifestation primaire de l'énergie de cohésion et les meilleurs ciments sont ceux qui ont le plus de retrait. Il appartient aux praticiens de s'en accommoder et d'en atténuer les effets par des moyens simples, comme l'ont fait depuis longtemps les fondeurs de métaux ou les mouleurs de résines thermodurcissables.

RÉSUMÉ.

La chaux libre provenant des réactions hydrauliques des ciments apparaît dans les fissures et microfissures des bétons soumis au gel.

Ces ségrégations de chaux détruisent définitivement la cohésion du béton et sont un facteur important de la destruction par le gel.

La fixation de la chaux par des matières pouzzolaniques et, en particulier, par le laitier fait disparaître ces ségrégations et diminue la gélivité.

Les additions de sables fins, les additions salines et la mise en contrainte du béton gênent ou retardent le processus de ségrégation et diminuent aussi la gélivité.

SUMMARY.

The free lime resulting from the hydraulic reactions of cement makes its appearance in the cracks and microscopic fissures of concrete subjected to freezing.

The ensuing segregation by lime results in destroying completely the cohesion of the concrete and constitutes an important factor in its disintegration through frost.

Fixing the lime with the aid of pozzolanic materials and specially with slag puts an end to segregation and reduces the liability to cracking through freezing.

Admixtures of fine sand and salt and stressing of the concrete hamper or delay the segregation process and also reduce the liability to cracking through freezing.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

152903-58 Paris — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 100

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

J. SALVA
(ALGÉRIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

MÉTHODES DE COMPACTAGE ET TENEUR EN EAU DES MATÉRIAUX UTILISÉS POUR LA CONSTRUCTION DE LA DIGUE EN TERRE DU SARNO (*)

JEAN SALVA,

Ingénieur des Ponts et Chaussées,
Direction de l'Hydraulique et de l'Équipement rural, Oran (Algérie).

Le barrage du Sarno a été mis en eau en 1952. Plusieurs articles ont été publiés sur cet ouvrage, et le problème de la mesure des tassements de la digue a fait l'objet du Rapport n° 46 lors du 5e Congrès des Grands Barrages.

Nous nous proposons, dans le présent rapport, de parler plus spécialement de l'exécution du remblai corroyé. Mais avant d'aborder ce sujet, il nous paraît indispensable de rappeler, en quelques mots, l'utilité de l'ouvrage, la géologie du site, et les caractéristiques générales de l'aménagement réalisé.

(*) *Compaction methods and moisture content for materials used in the construction of the sarno earth dam.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

[illegible]

[illegible]

[illegible]

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

1.2.2. *Caractéristiques géométriques de la digue principale.*

Longueur en crête : 510 m;
Hauteur maximum au-dessus du thalweg : 27,40 m;
Largeur en crête : 5 m;
Largeur maximum au niveau des fondations : 150 m (y compris le terre-plein aval);
Pente du parement amont : 2,5 1 et 2 1;
Pente du parement aval : 2 1 et 1,5 1;
Volume total des terres mises en place : 310 000 m³.

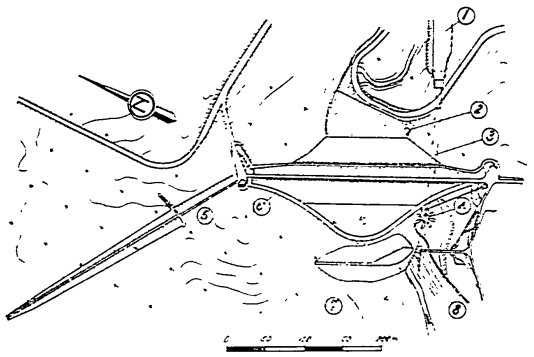


Fig. 2.

Plan d ensemble des ouvrages.
(1) Canal de fuite.
(2) Station de pompage.
(3) Galerie de dérivation.
(4) Déversoir Marguerite.
(5) Déversoir complémentaire.
(6) Mur de pied.
(7) Batardeau amont.
(8) Tour de prise d'eau.

General plan of the works.
(1) *Tail-race.*
(2) *Pumping station*
(3) *Diversion tunnel.*
(4) " *Marguerite* " *spillway.*
(5) *Complementary spillway,*
(6) *Foot wall.*
(7) *Upstream cofferdam.*
(8) *Intake tower.*

1.2.3. *Évacuation des crues.*

L'évacuateur principal est composé de huit goulottes en béton disposées autour d'un puits central comme les pétales d'une marguerite. Ce puits est raccordé à la galerie de dérivation. L'avantage de ce système est d'avoir une capacité d'évacuation importante pour une lame d'eau faible, tout en ayant un encombrement assez réduit (diamètre du cercle circonscrit : 32 m).

Sous une lame d'eau de 1,50 m et avec les vannes de fond ouvertes, la capacité d'évacuation est de 500 m³/s.

Pour plus de sécurité, un déversoir complémentaire a été aménagé en rive gauche à un petit col qui ne pouvait permettre l'installation de l'évacuateur principal, car les terrains de fondation sont médiocres.

Ce déversoir qui fonctionne seulement pour des débits supérieurs à 500 m³ s permet, avant que l'eau ne passe par-dessus le couronnement de la digue, l'évacuation de près de 500 m³/s. La sécurité de l'ouvrage est donc assurée de façon correcte, les plus fortes crues connues étant de 150 m³/s.

1.2.4. *Prise d'eau.*

Elle s'effectue par trois robinets étagés portés par une tour de prise située à la tête amont de la galerie de dérivation. C'est également de cette tour que sont manœuvrées les deux vannes-wagons qui obturent le pertuis de vidange.

1.2.5. *Rideau d'étanchéité.*

Dans la partie centrale, il est constitué par quatre voiles dont deux descendent jusqu'aux marnes oligocènes considérées comme horizon étanche.

Il est complété sur les rives par des voiles dont l'importance va en diminuant à mesure qu'on s'éloigne du thalweg.

2. CONCEPTION GÉNÉRALE DE LA DIGUE (*fig.* 3).

A cause de la nature des terres disponibles dans la région, qui comportent une forte proportion de gros éléments et peu d'argile, il était difficile d'exécuter un noyau étanche en terre corroyée.

Le massif en terre, qui est homogène, sert simplement de support à l'organe d'étanchéité proprement dit, constitué par un masque bitumineux posé sur drain souple.

Ce masque est ancré sur un mur de pied en béton qui a également servi de « couverture » pour l'exécution des rideaux d'injection centraux.

Remarquons en passant que la présence d'un masque étanche amont supprime toutes les inquiétudes qu'on peut avoir sur la tenue du corroi à la suite de remplissages et de vidanges successifs de la retenue.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le drainage sous l'ouvrage est assuré par l'existence d'une couche de terrains relativement perméables de 3 m d'épaisseur.

Une galerie parallèle au pied aval de la digue et située sur l'assise de fondation permet l'évacuation de l'eau qui pourrait pénétrer accidentellement dans le remblai à la suite d'une déchirure du masque et évite la mise en charge du « lit drainant » naturel dont nous venons de parler.

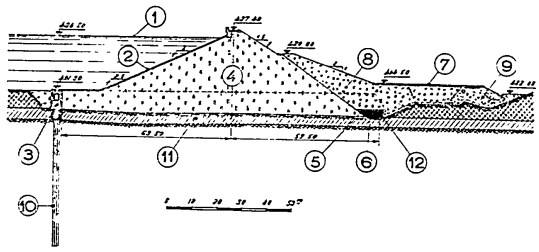


Fig. 3.

Profil-type de la digue.

(1) Niveau de la retenue normale.
(2) Masque étanche.
(3) Mur de pied.
(4) Remblai corroyé
(5) Sable de concassage.
(6) Graviers.
(7) Terre-plein revêtu.
(8) Remblai tout venant.
(9) Remblai en alluvions.
(10) Rideau d'injection.
(11) Lit drainant
(12) Galerie drainante aval.

Typical section of the dike.

(1) *Level of normal storage.*
(2) *Watertight facing.*
(3) *Foot wall*
(4) *Rolled earth embankment.*
(5) *Crushing sand*
(6) *Gravel.*
(7) *Lined platform.*
(8) *Unselected material embankment.*
(9) *Alluvium embankment.*
(10) *Grouting curtain*
(11) *Drainage bed*
(12) *Downstream drainage-level.*

3. ÉTUDES PRÉLIMINAIRES SUR LES TERRES.

Le problème à résoudre était relativement simple :

Réaliser un remblai de 30 m environ de hauteur maximum, sans trop se préoccuper de sa perméabilité.

Il s'agissait donc simplement de chercher le plus près possible du barrage des terres aptes, après compactage, à donner un corroi à densité élevée, stable, et peu susceptible de tassements importants.

3.1. Essais de laboratoire.

Des analyses granulométriques systématiques ont été faites sur les terres utilisables. Après élimination des éléments de plus de 150 mm, elles ont donné des courbes situées dans le fuseau représenté sur la figure 4.

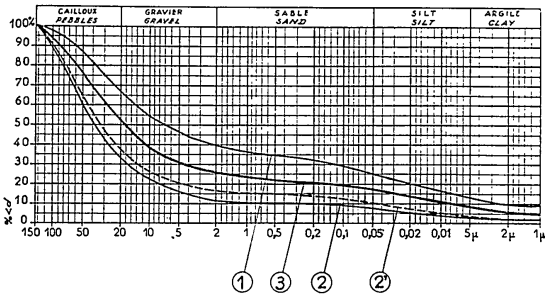


Fig. 4.

Fuseau des courbes granulométriques utilisées.

La courbe 2' est la courbe 2 modifiée. Composition à minimum de mortier.

Grain size accumulation of the curves used.

The curve 2' is curve 2, modified. Composition with a minimum of mortar.

On voit que nous avions affaire à des granulométries plutôt discontinues, comportant essentiellement du gravier et des cailloux, peu d'éléments fins (silt et argile) et encore moins d'éléments moyens (sable). Précisons qu'il s'agissait de matériaux roulés.

La courbe inférieure (2) correspond à des terres avec lesquelles il n'est pas possible, après compactage, d'obtenir un béton de terre « plein ».

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

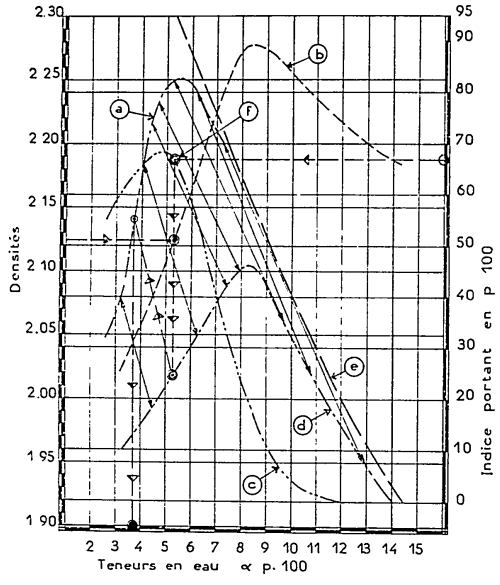


Fig. 5

Variations des caractéristiques des terres en fonction de la teneur en eau

(*a*) Courbe de densité sèche (tous éléments, moule de 40 cm).
(*b*) Courbe de densité humide (C. B. R. Standard).
(*c*) Courbe d'indice portant (C. B. R. Standard).
(*d*) Courbe de densité sèche (C. B. R. Standard)
(*e*) Courbe de saturation.
(*f*) Correspondance des teneurs en eau (C. B. R.-masse indéfinie).

Variations of soils characteristics in relation with water content.

(*a*) *Curve of dry density (all elements, moulds of* 40 cm)
(*b*) *Curve of wet density (C. B. R.-Standard).*
(*c*) *Curve of bearing ratio (C. B. R.-Standard)*
(*d*) *Curve of dry density (C. B. R.-Standard).*
(*e*) *Saturation curve*
(*f*) *Equivalence of water contents (C. B. R.-indefinite mass).*

La courbe (2') est obtenue en partant des terres correspondant à (2) et en augmentant la proportion d'éléments 0-20 de façon à remplir complètement les vides du 20-150.

Les terres ne contenant pas suffisamment d'éléments fins ont été utilisées pour la confection de la partie aval de la digue et du batardeau aval.

Des essais de compactage ont ensuite été entrepris au laboratoire.

Étant donnée la physionomie particulière des terres (30 % d'éléments de moins de 5 mm pour la courbe moyenne), on a préféré à l'essai Proctor qui conduit à l'alimination des éléments de plus de 5 mm, l'essai C. B. R. (Californian Bearing Ratio) qui est exécuté sur les elements de moins de 20 mm (52 % pour la courbe moyenne), c'est-à-dire sur des terres se rapprochant davantage de la réalité. Comme nous le verrons plus loin, cet essai a également l'avantage d'éliminer « l'équation personnelle » de l'expérimentateur.

On a pu ainsi (*fig.* 5) construire la courbe de variation de la densité sèche (essai C. B. R. standard) en fonction de la teneur en eau.

Des essais de compactage dans des moules de 400 mm sur les terres réelles (granulométrie moyenne) ont permis de construire la courbe de variation de la densité sèche (tous éléments) en fonction de la teneur en eau, et la correspondance entre les points de cette courbe et ceux de la courbe précédente.

On voit que pour les terres comportant tous les éléments, la densité sèche passe par un maximum égal à 2,25 pour une teneur en eau de 5,5 %.

3. 2. Essais de compactage en vraie grandeur.

L'exécution du batardeau de dérivation des eaux pendant les travaux a permis de mettre au point les méthodes de confection du corroi, et notamment le compactage.

Pour cette dernière opération, nous disposions des engins suivants :

Rouleau vibrant à pneus :

Poids : variable de 16 à 27 t;
Pression de gonflage des pneus : 5,4 kg/cm²;
Vibration : appliquée sur l'essieu et produite par un moteur de 42 ch. Fréquence variant de 700 à 1 400 par minute.

Rouleau « pieds de mouton » :

Longueur : 2,50 m;
Diamètre : 1,06 m;
Poids maximum : 6 t;
Longueur d'un « pied » : 16 cm;
Pression sur le sol : 24 kg/cm².

Ces deux engins étaient du type « tracté ».

Les essais de compactage furent d'abord faits sur des couches de 30 cm d'épaisseur, par la suite réduite à 25 cm.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les résultats obtenus avec le rouleau à pneus furent assez décevants : l'effet de compactage était localisé dans la partie supérieure de la couche traitée, laquelle était mal liée à la précédente. Un puits de contrôle exécuté dans le batardeau amont mit en évidence une texture feuilletée assez peu souhaitable pour un barrage en terre. Les densités humides du corroi étaient faibles, de l'ordre de 1,7.

La vibration était pratiquement sans influence probablement parce qu'elle était amortie par les pneus. Et cependant les terres utilisées qui présentaient une cohésion faible et qui comportaient beaucoup de galets roulés auraient dû particulièrement bien se prêter à ce genre de compactage.

Le rouleau « pieds de mouton », au contraire, permettait d'obtenir un compactage en profondeur, une bonne liaison entre les différentes couches, et une densité moyenne plus élevée, variant de 2,1 à 2,15.

Le résultat optimum était obtenu pour huit passages de rouleau « pieds de mouton ».

C'est par ce procédé qu'a été exécuté tout le corroi de la digue.

4. LE CHANTIER DE CONFECTION DU CORROI.

Il était prévu d'exploiter au scraper les zones où se trouvaient les terres d'emprunt. Malheureusement, celles-ci avaient le caractère d'un poudingue en cours de formation, et l'on rencontrait des zones de cimentation plus avancée, dont on ne pouvait prévoir l'emplacement et qui rendirent impossible cette façon de procéder.

Il fut donc nécessaire d'ouvrir de véritables carrières, exploitées par des pelles mécaniques travaillant « en butte », avec recours à l'explosif pour « souffler » les parties mieux cimentées.

La terre était chargée sur des tombereaux où s'effectuait un premier triage sommaire des gros éléments, puis transportée sur le chantier, régalée à l'aide de niveleuses qui rassemblaient en cordons les éléments trop gros évacués ensuite par scrapers (*fig.* 6).

L'élimination des éléments de plus de 150 mm devait se faire impérativement, cette opération étant indispensable pour permettre au rouleau « pieds de mouton » d'agir efficacement.

La teneur en eau des terres approvisionnées était généralement trop faible, du fait du climat chaud et sec de la région. Le complément était apporté à l'aide de citernes automobiles, puis la couche était homogénéisée par hersage avant le compactage final.

Le chantier de travail était divisé en trois zones (*fig.* 7) correspondant respectivement aux opérations suivantes :

— approvisionnement des matériaux, régalage, élimination des éléments de plus de 150 mm, contrôle de la granulométrie;
— contrôle de la teneur en eau, arrosage éventuel, hersage;
— compactage par huit passages de rouleau « pieds de mouton ».

Dans les endroits inaccessibles au rouleau (parements, berges, etc.) le compactage était assuré par des pilettes pneumatiques.

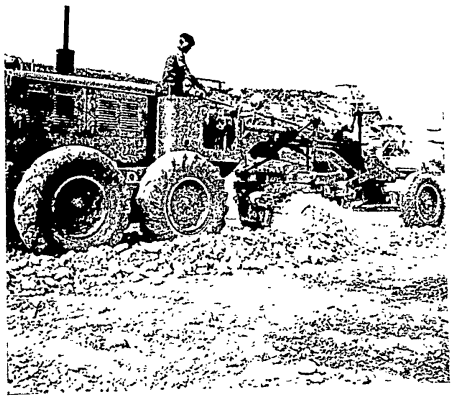


Fig. 6

Réglage des matériaux et élimination des gros éléments.

Spreading of materials and elimination of coarse elements.

5. LE CONTRÔLE DES OPÉRATIONS.

Un laboratoire de chantier avait été installé dans une roulotte. Il pouvait effectuer rapidement les opérations suivantes :

Contrôle de granulométrie. — La granulométrie des terres était fréquemment vérifiée dans les zones d'emprunt elles-mêmes. Des corrections étaient faites en exécutant une même couche par emprunt de terres en différents points de la carrière.

Une nouvelle vérification avait lieu après régalage des terres.

Contrôle de la teneur en eau. — Il s'agissait d'effectuer rapidement une mesure de la teneur en eau pour ne pas ralentir la marche du chantier.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Pour cela on faisait appel aux courbes expérimentales établies lors des études préliminaires (*fig.* 5), et donnant, en fonction de la teneur en eau la variation de

— la densité humide C. B. R.;
— l'indice portant C. B. R.

Rappelons que cet indice est défini de la façon suivante :

Dans un moule standard on compacte les matériaux de moins de 20 mm d'une façon également standard.

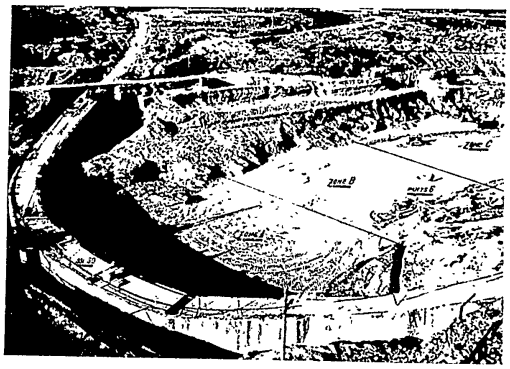


Fig. 7.

Vue générale du chantier de compactage.

General view of compaction field.

La pesée de ce moule donne la densité humide. Puis, on procède à l'enfoncement d'une quantité donnée (2,5 mm) d'un piston de 20 cm² de section qui descend à vitesse constante (1 cm/mn). Le quotient de la pression sur le piston par 70 (valeur de la même pression pour un revêtement bitumineux type), exprimé en pour-cent, représente l'indice portant C. B. R.

La mesure de la teneur en eau des matériaux approvisionnés s'effectuait dès lors de la façon suivante :

— prélèvement de matériaux sur le chantier;
— élimination par tamisage des éléments de plus de 20 mm;
— compactage standard dans un moule C. B. R.;

— pesée du moule, d'où une première valeur de la teneur en eau du mélange C. B. R. par utilisation de la courbe (*b*);
— essai de pénétration et mesure de l'indice portant C. B. R.;
d'où une deuxième valeur de la teneur en eau des éléments C. B. R. par utilisation de la courbe (*c*).

On prenait la moyenne des deux résultats, ce qui donnait un point de la courbe (*d*) (densité sèche C. B. R.) d'où, en utilisant la correspondance établie expérimentalement entre les courbes (*d*) et (*a*), la valeur de la teneur en eau des matériaux approvisionnés sur le chantier.

Bien entendu, un recoupement était fait périodiquement en mesurant directement la teneur en eau par dessiccation. L'expérience a montré que la concordance était toujours satisfaisante.

Densité sur place. — Cette mesure était faite par le procédé classique : après avoir bien aplani une portion de la surface du corroi (quelques décimètres carrés), on creusait un trou dont on recueillait soigneusement les déblais qui étaient placés dans un vase isotherme. Cette terre était portée au laboratoire et pesée avant et après dessiccation.

D'autre part, le trou creusé dans le corroi était rempli de sable ou d'huile de vidange, ce qui permettait de connaître son volume.

De ces mesures, on déduisait la densité humide et la densité sèche du corroi en place.

6. CONSOLIDATION ET PRESSION INTERSTITIELLE.

Le problème de la consolidation et des risques d'instabilité du corroi en résultant par suite de l'élévation de la pression interstitielle ne s'est pratiquement pas posé dans le cas de la ligne du Sarno.

Il s'agit en effet d'un ouvrage de faible hauteur, constitué par un corroi relativement perméable qui ne pouvait pas tasser beaucoup par suite de la présence d'un squelette pierreux important.

De plus, la mise en place du corroi a été échelonnée sur deux ans.

Pour toutes ces raisons, il était à prévoir que la consolidation du remblai se ferait sans difficulté au cours de la construction, la mise en charge étant progressive, et l'eau interstitielle pouvant éventuellement s'éliminer.

Enfin, à cause de la présence du masque d'étanchéité amont, les eaux de la retenue ne peuvent s'infiltrer dans le corps de la digue et augmenter la pression interstitielle.

Le barrage a été mis en eau en 1953 et, depuis cette date, se comporte parfaitement bien.

7. RÉSULTATS OBTENUS.

La densité humide du corroi mis en place a varié entre 2,1 et 2,25.

Nous avons fait des mesures de densité humide du matériau en place, dans les zones d'emprunt, et nous avons trouvé 2,3 environ.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

On peut donc dire que le compactage réalisé a permis de redonner aux terres à peu près leur compacité d'origine, ce qui laissait espérer que les tassements seraient réduits.

C'est bien ce qui s'est produit, puisque trois ans après sa construction, le tassement maximum était inférieur à 20 mm dans la partie centrale où le remblai a 32 m de haut.

8. CONCLUSION.

Le barrage du Sarno est le premier ouvrage en terre construit en Afrique du Nord.

L'exécution de cette digue n'a pas posé de problèmes délicats, notamment en ce qui concerne la stabilité au cours de la consolidation, à cause de

— la faible hauteur de l'ouvrage;
— la conception du barrage (étanchéité assurée par un masque bitumineux amont);
— la nature des terres employées (squelette pierreux comportant une faible teneur en argile, d'où corroi relativement perméable).

Néanmoins, ce chantier nous a permis de nous familiariser avec une technique qui nous était totalement étrangère et que nous espérons avoir l'occasion d'appliquer à nouveau pour d'autres barrages.

RÉSUMÉ.

Le barrage du Sarno est un petit ouvrage situé à 45 km à vol d'oiseau au sud d'Oran et destiné à régulariser le cours de l'oued Sarno en vue de l'utilisation des eaux pour l'irrigation.

Parce que les terrains de fondation risquaient de tasser inégalement, on a choisi comme type de barrage une digue en terre.

Les terres dont on disposait se prêtant mal à l'exécution d'un noyau étanche, on a décidé de faire une digue homogène, l'étanchéité étant assurée par un masque bitumineux posé sur drain souple.

Les études de laboratoire et les essais de compactage ont montré que les terres des environs étaient aptes à la confection d'un remblai acceptable malgré leur forte teneur en gros éléments (48 % d'éléments supérieurs à 20 mm). La teneur en eau optimum correspondant à la granulométrie moyenne était 5,5 %.

Des essais de compactage de chantier ont été faits avec un rouleau vibrant à pneus de 27 t et des rouleaux « pieds de mouton » de 6 t. Ils ont permis d'établir que le rouleau à pneus ne donnait pas de résultats satisfaisants (corroi à densité insuffisante et texture feuilletée).

Les travaux ont été menés de la façon suivante :

— réglage des matériaux en couche de 25 cm environ et élimination des pierres de plus de 150 mm;
— contrôle de la granulométrie et de la teneur en eau;
— humidification éventuelle et hersage;
— compactage par huit passages de rouleau « pieds de mouton ».

La densité humide du corroi mis en place a varié de 2,1 à 2,25, et le tassement propre du remblai dans l'axe du thalweg, à l'endroit où le remblai a 32 m de haut était inférieur à 20 mm, trois ans après l'achèvement des travaux.

Le problème de la stabilité du corroi en fonction de la pression interstitielle ne s'est pratiquement pas posé à cause :

— de la faible hauteur de la digue;
— de la nature des terres employées qui a permis d'obtenir un corroi relativement perméable et à tassement faible;
— de la présence du masque étanche qui supprime les infiltrations à travers le remblai.

SUMMARY.

The Sarno dam is a little structure located 45 km in a straight line to the south of Oran, and intended for the regularization of the flow of oued Sarno with a view to utilizing its waters for irrigation.

Because foundation soils were susceptible of an uneven settling, an earth dam has been chosen.

As it was difficult to make a puddled clay core with the available grounds, the execution of a homogeneous dike was decided, watertightness being assured by a bituminous facing laid on a supple drain.

The laboratory and compaction tests have shown that the neighbourhood soils were apt to make an acceptable embankment, in spite of their high percentage in coarse elements (48 % of elements bigger than 20 mm). The optimum water content corresponding to the mean grain size distribution was 5.5 %.

Field compaction tests have been made using a vibrating pneumatic tired roller of 25 metric tons, and sheepsfoot rollers of 6 metric tons. Thus we have established that the pneumatic tired roller did not give satisfactory results (puddled earth with an insufficient density and foliated texture).

Works have been conducted in following manner :

— spreading of the materials in a layer of about 25 cm and elimination of stones bigger than 150 mm;
— control of grain size distribution and water content;
— eventual wetting and harrowing;
— compaction with eight passes of sheepsfoot roller.

The wet density of the placed puddled earth varied from 2.1 to 2.25, and the settling of the embankment itself in the axis of the thalweg, at the place where the embankment 32 m high, was lower than 20 mm, three years after completion of the works.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The problem of the stability of the puddled earth in relation with the interstitial pressure had practically not to be resolved because of :

— the reduced height of the dike;
— the nature of soils used which permitted to obtain a puddled earth, relatively permeable and with little settling;
— the presence of the watertight facing which suppresses the infiltrations through the fill.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

QUESTION N° 20

G. SAFONT
ET J. SALVA,
(ALGÉRIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

NOTE SUR UN PROCÉDÉ DE CONSTRUCTION DE BARRAGES PAR ÉTAPES SUCCESSIVES (*).

GEORGES SAFONT,
Ingénieur A. M.

et JEAN SALVA,
Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Le procédé employé pour la construction du barrage du Meffrouch, actuellement en cours, nous paraît susceptible d'être utilisé pour construire des barrages par étapes successives. C'est pourquoi, il nous semble intéressant, dans le cadre de la question n° 20, d'en exposer les principes essentiels.

Avant de décrire en détail les méthodes employées, il nous paraît indispensable de dire en quelques lignes à quoi sert cet ouvrage et d'indiquer rapidement les problèmes généraux que posait sa construction et la façon dont on les a résolus.

(*) *Notes on a building process for the construction of dams in successive stages.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

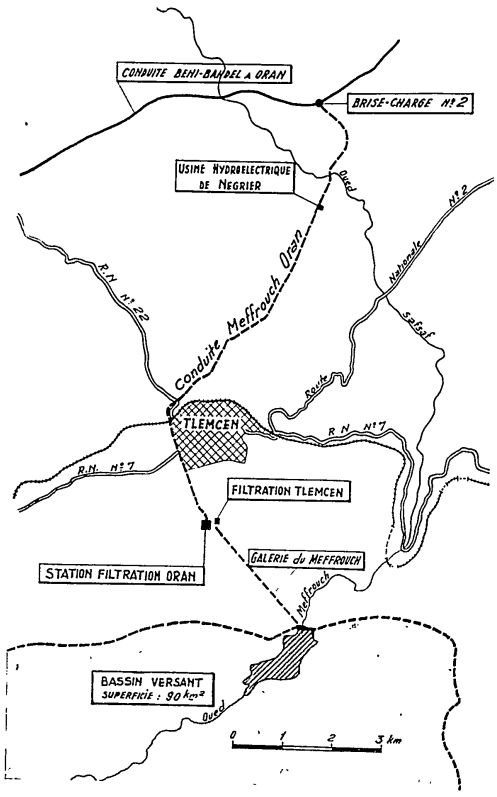


Fig. 1.

Schéma de l'aménagement.

Sketch of project.

1. UTILITÉ ET SCHÉMA GÉNÉRAL DE L'AMÉNAGEMENT DE L'OUED MEFFROUCH.

La retenue créée par le barrage sur l'Oued Meffrouch, à 4 km à vol d'oiseau au sud-est de Tlemcen est destinée à :

— alimenter en eau potable la ville de Tlemcen;
— apporter un appoint à l'alimentation en eau potable d'Oran.

Cette dernière ville est actuellement alimentée à partir du barrage de Beni-Bahdel, à 26 km au sud-ouest de Tlemcen. La construction du barrage du Meffrouch permettra en outre :

— de récupérer une partie des eaux régularisées par Beni-Bahdel pour créer une aire d'irrigation dans la région de Marnia;
— de faciliter l'entretien de ce dernier ouvrage en rendant possible, le cas échéant, la vidange de la retenue, la région oranaise étant alors alimentée par le Meffrouch et la nappe de Bredeah (24 km d'Oran).

Le schéma général de l'aménagement au voisinage du barrage du Meffrouch est représenté sur la figure 1.

Une galerie de 2,4 km de long conduit les eaux jusqu'au plateau de Lalla Setti où elles sont filtrées. Une partie est dirigée sur les réservoirs de Tlemcen. Une canalisation d'une dizaine de kilomètres de long amène le reste jusqu'à la conduite allant des Beni-Bahdel à Oran.

2. ESQUISSE HYDROLOGIQUE ET GÉOLOGIQUE.

2.1. Caractéristiques du bassin versant :

Superficie : 90 km²,
Précipitations moyennes annuelles : 675 mm;
Débit annuel moyen : 21 hm³;
Crue centenaire : 500 m³/s.

2.2. Esquisse géologique (*fig.* 2 et 3).

Au voisinage de l'emplacement du barrage, on rencontre les étages géologiques suivants :

— le *kimméridgien inférieur* (J_a^4) constitué par 200 m de dolomies altérées. Il affleure au nord d'une grande faille transversale à l'aval de l'ouvrage;

— le *kimméridgien moyen* (J_b^5) représenté par des marnes compactes alternant avec des bancs calcaires. L'ensemble qui a une puissance variant entre 50 et 100 m affleure à l'aval du barrage au sud de la faille et plonge vers l'amont de la retenue. Ces terrains peuvent être considérés comme étanches;

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

— le *kimméridgien supérieur* (J_s) forme de dolomies et calcaires fissurés présentant dans les couches superficielles un caractère karstique. On y rencontre des cavernes ou des fissures plus ou moins remplies de matériaux détritiques.

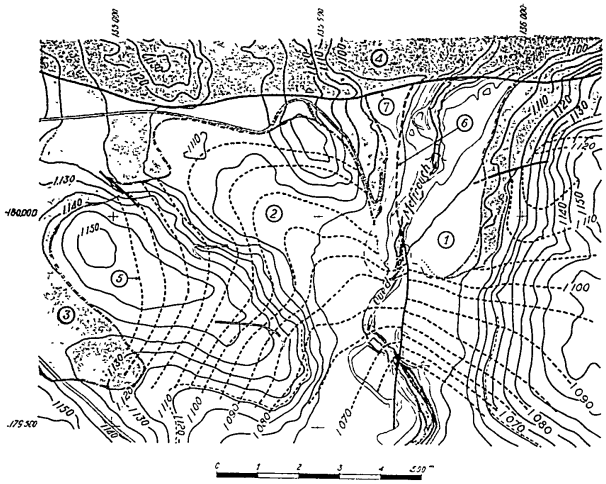


Fig. 2

Carte géologique du site

(1) Alluvions quatenaires.
(2) J_s^c-Calcaires et dolomies
(3) J_h^c-Marno-calcaires du kiméridgien moyen.
(4) J_n^c-Dolomies du kimméridgien inférieur
(5) Courbes hypsométriques du toit des marno-calcaires
(6) Faille sous alluvions.
(7) Faille.

Geologic map of the site.

(1) *Quaternary alluvium.*
(2) J_s^c-*Limestones and dolomites of upper Kimmeridgian.*
(3) J_h^c-*Calcareous marls of middle Kimmeridgian.*
(4) J_n^c-*Dolomites of lower Kimmeridgian.*
(5) *Hypometric curves of the top of calcareous marls*
(6) *Fault under alluvium*
(7) *Fault.*

Ces terrains contiennent une nappe dont l'exutoire est l'Ain (source en arabe) Meharas, au contact des marno-calcaires du kimméridgien moyen.

La cuvette se présente comme un grand synclinal allongé du sud-ouest vers le nord-est, coupé par de nombreuses failles est-ouest produites par les mouvements qui ont soulevé les Hauts-Plateaux par rapport au Tell. La grande faille située à l'aval de l'Ain Meharas a provoqué un rebroussement vers le haut des marno-calcaires.

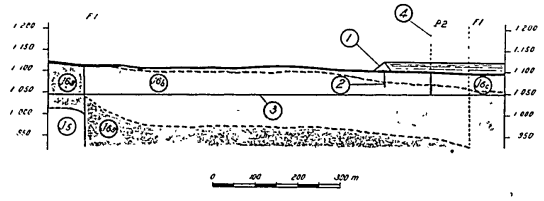


Fig. 3.

Coupe géologique suivant l'axe de la galerie.

(1) Barrage.
(2) Écran d'injection central.
(3) Galerie.
(4) Puits de captage.

Geologic section in the axis of gallery.

(1) *Dam.*
(2) *Central grouting curtain.*
(3) *Gallery.*
(4) *Catchment well.*

Le barrage est fondé sur ces calcaires dolomitiques. Le problème de l'étanchéité de la cuvette ne se pose qu'au voisinage du barrage. Il sera résolu par l'exécution d'un mur parafouille sous l'ouvrage et de rideaux d'injections (*fig.* 4).

Nous ne parlerons pas dans ce qui suit des travaux d'étanchement qui sortent du cadre de cette Note.

3. CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE L'OUVRAGE. SON TYPE. SES CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES.

L'emplacement (II) (*fig.* 2) correspond à une longueur en crête minimum pour le barrage mais à un écran d'étanchéité relativement important (70 m de hauteur dans la partie centrale).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

A mesure qu'on déplace l'ouvrage vers l'aval, sa longueur augmente mais l'importance du rideau d'étanchéité diminue du fait de la remontée des marno-calcaires.

Une étude économique a montré que les dépenses correspondant aux travaux de génie civil étaient prépondérantes, et qu'il y avait intérêt à les réduire le plus possible.

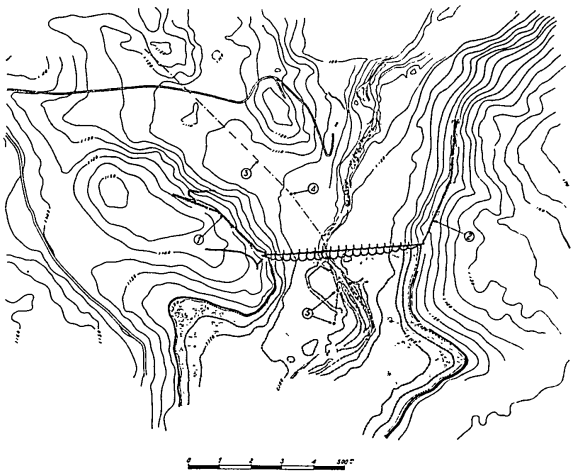


Fig. 4.

Plan général de l'ouvrage.

(1) Écran d'injection latéral rive gauche
(2) Écran d'injection latéral rive droite.
(3) Axe de la galerie.
(4) Puits d'accès.
(5) Puits de captage.

(Les contreforts sont numérotés de 1 à 18 à partir de la rive droite.)

General plan of the construction

(1) *Lateral grouting curtain, left bank*
(2) *Lateral grouting curtain, right bank.*
(3) *Axis of gallery.*
(4) *Access well*
(5) *Catchment well*

(*The buttresses are numbered from 1 to 18, starting from right bank.*)

Toutefois, il était *a priori* peu indiqué de placer le barrage en amont de l'Ain Meharas, car cette source a un débit qui peut atteindre quelques mètres cubes par seconde, ce qui doit correspondre à des conduits d'alimentation assez importants, d'où difficultés supplémentaires dans l'exécution des travaux d'étanchement.

Pour cette raison, on adopta initialement l'implantation (I) dont la forme courbe permettait de réduire la longueur en crête de l'ouvrage, tout en laissant l'Ain Meharas dans la cuvette.

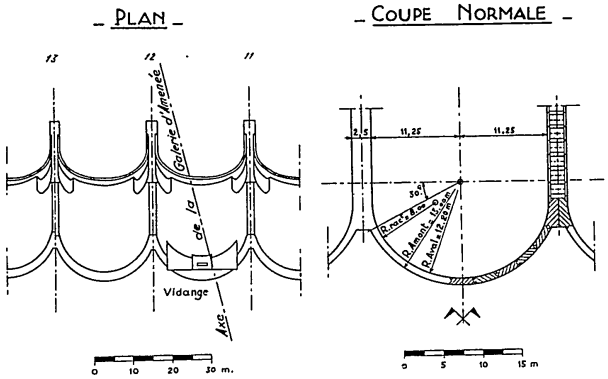


Fig. 5.

Voûte-type.
Plan et coupe normale

Typical arch
Plan and normal section

Malheureusement la campagne de reconnaissance des terrains montra l'existence, en rive droite, dans les marno-calcaires, de lentilles calcaires fortement érodées, peut-être en communication avec les dolomies inférieures. Lors de la mise en eau de l'ouvrage, il risquait de se produire des circulations d'eau entraînant des effondrements des fondations

Pour cette raison, on a choisi en définitive la position (II) bien qu'elle oblige à étancher les conduits d'alimentation de la source.

Compte tenu des dimensions du barrage et de l'absence à proximité de matériaux aptes à la construction d'une digue en terre, le type d'ouvrage le plus économique s'est révélé être un barrage à voûtes multiples en béton faiblement armé.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Ses caractéristiques sont les suivantes :

Hauteur maximum au-dessus du thalweg : 26 m;
Longueur totale à la cote maximum : 181 m;
Nombre de voûtes : 17;
Largeur des contreforts : 2,50 m;
Distance entre axes de contreforts : 15 m

Les voûtes sont définies par deux cylindres de révolution coaxiaux, le cylindre d'extrados a 13 m de rayon. Les voûtes ont une épaisseur constante égale à 0,80 m (*fig.* 5). Leur fruit est 0,8.

L'évacuation des crues se fait par des goulottes placées sur chacun des 18 contreforts, l'ensemble étant capable de débiter 720 m³/s pour une surélévation du plan d'eau de 2,62 m

Volume de la retenue : 15 hm³;
Surface de la retenue : 195 ha.

4. FONDATIONS DE L'OUVRAGE. MUR PARAFOUILLE.

L'ouvrage est fondé sur les calcaires dolomitiques du kimméridgien supérieur, qui, nous l'avons dit plus haut, ont été le siège d'une érosion interne assez avancée, au moins en ce qui concerne la tranche superficielle sur 5 à 10 m de profondeur.

Il s'agit de terrains tout à fait aptes à supporter la poussée du barrage. Par contre, l'étanchement sous l'ouvrage de la tranche superficielle du terrain posait un problème délicat.

Après étude approfondie de la question, il est apparu qu'un traitement par injections serait une opération plus onéreuse et plus aléatoire que l'exécution d'un parafouille en béton descendant, suivant la qualité des terrains, de 5,00 à 9,00 m de profondeur. On disposera ainsi d'une « couverture » efficace pour l'exécution de l'écran d'étanchéité central.

Ce parafouille est implanté suivant la trace des voûtes sur le terrain naturel. Il comporte une galerie de visite, exécutée à l'aide d'éléments en béton préfabriqués noyés dans le béton.

Les pieds des voûtes sont encastrés dans le béton du parafouille sur 1,60 m de hauteur, ceci afin d'assurer une parfaite étanchéité à la liaison voûtes-parafouille.

Les fondations des contreforts ont 3,50 m de large et une profondeur moyenne de 7,00 m.

5. DESCRIPTION DU PROCÉDÉ CONSTRUCTIF.

5.1. Pourquoi on a fait appel à la préfabrication.

Initialement, il était prévu de réaliser l'ouvrage par des procédés classiques : coulage de béton derrière coffrages métalliques.

Dans ce cas, le chantier aurait exigé un effectif important d'ouvriers

spécialisés : coffreurs, ferrailleurs, etc. Cette catégorie de personnel est actuellement difficile à recruter en Algérie par suite de l'exécution de nombreux travaux, principalement de bâtiments.

Il s'agissait donc de construire le barrage en faisant le plus possible appel à la main-d'œuvre non spécialisée, et c'est la raison essentielle qui nous a orientés vers la préfabrication.

En effet, si ce procédé exige la présence d'une douzaine de bons mécaniciens et ajusteurs pour l'exécution des coffrages ou du gabarit mère, par contre, le remplissage des moules, la vibration du béton, la mise en place des éléments et leur réglage peuvent être confiés à de la main-d'œuvre non spécialisée avec un encadrement réduit.

Nous verrons plus loin que la préfabrication présente bien d'autres avantages.

5.2. Principes généraux. Les mortiers colloïdaux.

Construire un barrage par éléments préfabriqués pose trois problèmes essentiels :

— choisir un mode de découpage qui permette d'avoir des éléments faciles à réaliser, à manutentionner, à mettre en place, avec un nombre de types différents réduit;
— les mettre en place avec le plus de précision possible;
— les solidariser.

Le problème le plus délicat est le troisième. C'est sur sa solution qu'est basé tout le procédé. Dans le cas particulier qui nous intéresse, il sera résolu par utilisation de mortier colloïdal.

Ceci nous amène à rappeler en quelques mots ce qu'il faut entendre par mortier colloïdal, comment on le prépare, ses propriétés.

Un mortier colloïdal est un mortier dans lequel les particules de ciment ont été mises sous forme colloïdale. Ceci augmente dans des proportions notables la fluidité du mortier, donc sa faculté de cheminer dans des canaux étroits.

Par ailleurs, le temps de ségrégation est considérablement augmenté et le mortier colloïdal n'est pas miscible à l'eau.

La mise en suspension colloïdale peut être obtenue par différentes méthodes :

— brassage très énergique (licences « colgrout » ou « mortier à haute turbulence »).
— introduction d'une substance chimique (« intrusion aid » dans la licence « prépakt »);
— chauffage.

Les mortiers colloïdaux diffèrent aussi par la grosseur maximum des sables :

Dans le mortier « colgrout » le sable est du 0-4 alors que dans le « prépakt », c'est du 0-2.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Bien entendu, il s'agit là de dimensions préconisées par les personnes qui ont mis au point chaque procédé et qu'il est possible de modifier sans que la physionomie générale du mortier change beaucoup.

Les mortiers colloïdaux possèdent généralement une propriété très intéressante : ils peuvent être essorés, c'est-à-dire débarrassés de l'excès d'eau nécessaire à leur fabrication et leur mise en œuvre.

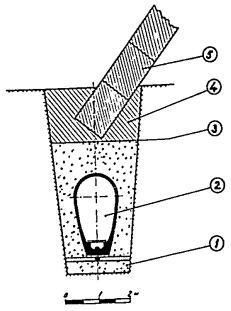


Fig. 6.

Mur parafouille
(1) Fondation (hauteur variable).
(2) Galerie de visite.
(3) Plan de pose.
(4) Blocage en béton à pleine fouille.
(5) Voûte.

Cut-off wall.
(1) *Foundation (variable height)*
(2) *Inspection gallery.*
(3) *Level of laying.*
(4) *Concrete filling in full trench*
(5) *Arch*

Prenons deux moules métalliques cylindriques d'environ 10 cm de diamètre sur 20 cm de haut. L'un d'eux possède sur sa surface latérale de nombreuses fentes de 1 mm de large et de quelques centimètres de long ainsi qu'un dispositif permettant son remplissage sous pression.

Remplissons le moule sans fentes de mortier colloïdal avec sable 0-4.

Remplissons de même le moule avec fentes, mais en faisant monter la pression, par exemple à 2 kg/cm². Nous constatons que, par les fentes, de l'eau sort, d'abord chargée de ciment, puis claire. Si nous maintenons la pression, l'essorage se poursuit pendant un certain temps, par exemple une demi-heure.

Si nous essayons de démouler au bout de 2 h, l'éprouvette coulée sans pression dans le moule sans fentes s'effondre, alors que l'autre a une consistance suffisante pour permettre cette opération.

Des expériences systématiques montrent que :

— l'essorage augmente très sensiblement la résistance finale, ce qui n'a rien que de très normal, puisque le rapport $\frac{C}{E}$ augmente;

— au-delà de 2 kg/cm², une augmentation de pression diminue légèrement le temps d'essorage, mais n'influe pratiquement pas sur la résistance finale.

On peut ainsi préparer le mortier colloïdal avec un excès d'eau, ce

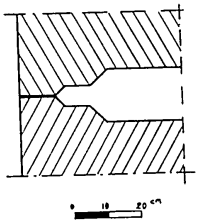


Fig. 7.

Cavité d'essorage.
Vacuuming cavity.

qui permet d'avoir un produit très fluide et facile à mettre en place, tout en ayant une résistance finale élevée, puisque l'essorage permet d'éliminer cette eau.

Il semble que le squelette du mortier forme, au voisinage des fentes d'essorage, un « autofiltre » à matériaux classés qui arrête les particules colloïdales de ciment.

Disons en passant que cette technique est très féconde appliquée à la fabrication d'éléments de forme compliquée.

Le squelette pierreux est mis en place dans des moules puis injecté au mortier colloïdal sous une pression d'environ 2 kg/cm².

Les moules peuvent avoir des formes beaucoup plus complexes que s'ils devaient être remplis de béton classique. Ils doivent simplement permettre l'essorage, ce qui est facile, et le démoulage.

Les éléments du squelette peuvent être beaucoup plus gros que pour un béton classique où les dimensions maxima sont limitées par l'effet de paroi.

Ce procédé sera largement utilisé sur le chantier du Meffrouch pour la fabrication partielle des éléments préfabriqués de barrage et des coffrages perdus de la galerie de visite.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

C'est donc au mortier colloïdal qu'il sera fait appel pour solidariser les blocs préfabriqués qui constituent l'ouvrage.

Ce produit servira à injecter les cavités réservées à cet effet au contact entre les éléments.

L'expérience montre que l'essorage se fait bien entre les surfaces de contact d'éléments préfabriqués, à condition que la cavité soit terminée comme indiqué sur la figure 7, de sorte que l' « autofiltre » se forme bien.

Signalons enfin que l'adhérence du mortier colloïdal essoré sur un béton déjà âgé est excellente.

5.3. Définition des éléments préfabriqués.

5.3.1. *Généralités.*

Dans le projet retenu après mise au concours, la distance entre axes de contreforts était déjà de 25 m, mais les voûtes étaient définies par deux cylindres à section horizontale circulaire. Le fruit du parement amont était 0,52, celui du parement aval 0,50 et l'épaisseur comptée horizontalement variait de 1,00 m à la base à 0,60 m en crête.

Lorsqu'on a envisagé de réaliser le barrage par éléments préfabriqués, on a essayé d'adapter ce procédé au projet dont on disposait. On s'est contenté de donner aux voûtes une épaisseur constante.

Il s'agissait de diviser l'ouvrage en éléments faciles à faire et d'un poids inférieur à 7 t, cette dernière condition résultant de la puissance des engins de levage dont on disposait (grue capable de lever 7 t avec une flèche de 15 m).

Chaque voûte a donc été découpée en tranches par des plans horizontaux distants de 1,20 m, et chaque anneau en neuf morceaux de même poids (environ 7 t), mais tous différents comme forme.

Les éléments obtenus n'étaient pas interchangeables et leurs parements étaient obliques par rapport aux plans de découpage, ce qui entraînait des difficultés :

— pour la réalisation des moules,
— pour le remplissage en béton;
— pour la manipulation des éléments et leur mise en place.

Nous avons donc été conduits à choisir la définition des voûtes indiquée plus haut : les parements sont des cylindres de révolution coaxiaux et les plans de découpage des plans de section droite distants de 1,40 m.

Chaque anneau a été ensuite divisé en neuf éléments identiques pesant environ 7 t. Les blocs élémentaires sont ainsi limités par des surfaces orthogonales, ce qui élimine les inconvénients signalés plus haut.

On a profité de la circonstance pour augmenter le fruit des voûtes qui passe à 0,8. La poussée de l'eau se rapprochant de la verticale, la stabilité de l'ouvrage se trouve augmentée. Ceci est un autre avantage de la préfabrication, car, dans le procédé classique, le fruit des voûtes est limité par les sujétions de mise en place du béton.

5.3.2. *Les éléments standard des voûtes.*

Les éléments standard de voûtes se trouvent ainsi définis par deux éléments de surface cylindrique appartenant à deux cylindres coaxiaux, deux plans de section droite et deux plans méridiens.

En les supposant posés sur un plan horizontal par leur plan de section droite, leurs dimensions sont les suivantes :

hauteur : 1,40 m; épaisseur : 0,80 m; longueur : 3,15 m (comptée suivant l'extrados).

Pour permettre la liaison des blocs à l'aide de mortier colloïdal, il semble qu'on aurait pu se contenter de ménager la cavité minimum permettant l'essorage (*fig.* 8).

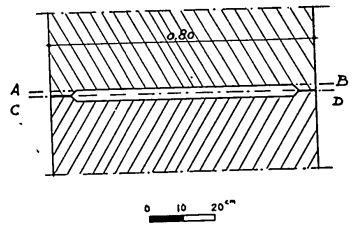


Fig. 8.

Cavité minimum entre deux blocs.
Minimum cavity between two blocks.

Il n'a pas paru souhaitable de procéder ainsi.

D'abord du point de vue étanchéité, et bien que le produit adhère parfaitement au béton, il aurait été peu indiqué de conserver une possibilité de cheminement aussi direct entre la face amont et la face aval.

Mais également, au cours du remplissage de la retenue, il pourra se produire des efforts de cisaillement suivant des plans de section droite. Dans l'hypothèse de la figure 8, pour les plans AB et CD, les efforts de cisaillement devraient être pratiquement absorbés soit par la seule adhérence du mortier colloïdal au béton, soit par la résistance au cisaillement du mortier colloïdal, ce qui serait quand même bien imprudent.

Pour ces deux raisons, il a semblé intéressant d'agrandir ces cavités, de sorte qu'on puisse y placer des clavettes en béton préfabriqué, qui augmentent la longueur du cheminement, et participent à la résistance de la voûte.

Des cavités assez grandes sont d'ailleurs nécessaires pour permettre le « fin réglage » des blocs lors de la mise en place (possibilité d'introduire des vérins).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

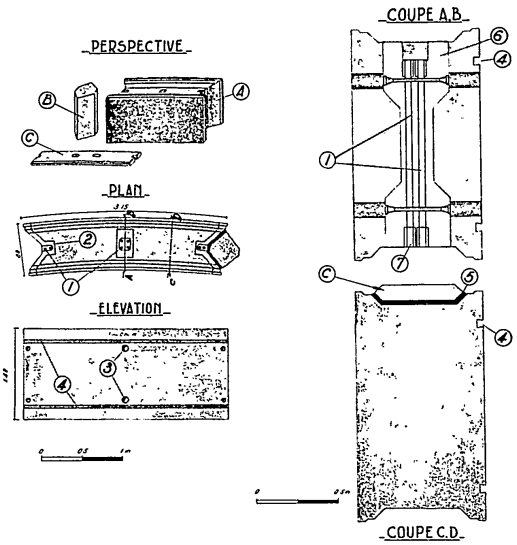


Fig. 9.

Détail des éléments standard de voûte

Perspective :

A. Bloc-voussoir; B. Clavette verticale; C. Clavette horizontale.

Plan. Élévation. Coupe.

(1) Logement des boulons d'assemblage Pattin.
(2) Embout préfabriqué.
(3) Orifices laissés par la fixation du bloc central aux coffrages. Ils serviront à l'injection des vides entre blocs et clavettes.
(4) Rainures pour logement des câbles
(5) Injection mortier colloïdal.
(6) Bloc central.
(7) Logement du cône d'ancrage des boulons Pattin.

Les figures 9 et 10 montrent les formes adoptées en définitive pour les blocs standard de voûte ainsi que la façon dont ces blocs s'assemblent entre eux et comment se placent les clavettes.

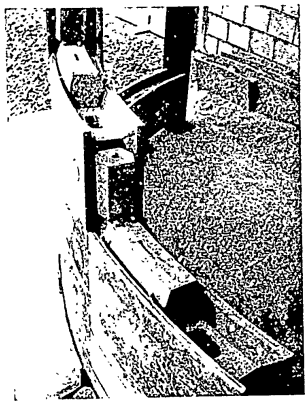


Fig. 10.

Maquette . Assemblage des éléments de voûte et des clavettes.
Model . Assembling of arch elements and keys.

LEGEND OF THE FIGURE 9

Details of standard elements of the arch.

Perspective :

A. *Arch stone block,* B. *Vertical key;* C. *Horizontal key.*

Plan. Elevation. Section.

(1) *Housing of Pattin assembling bolts.*
(2) *Prefabricated mouthpiece.*
(3) *Holes left by the fixation of central block to the shutterings They will be used for the grouting of voids between blocks and keys.*
(4) *Slots for housing of cables.*
(5) *Grouting of colloidal mortar.*
(6) *Central block.*
(7) *Housing of anchoring cone of Pattin bolts*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Nous verrons plus loin, lorsque nous exposerons la réalisation de ces éléments et leur assemblage, les raisons qui justifient les dispositions de détail représentées sur la figure 9.

5.3.3. *Les éléments standard de contrefort.*

On a conservé pour les contreforts le même système de découpage « primaire » que pour les voûtes.

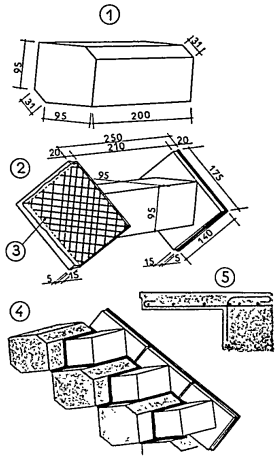


Fig. 11.

Détails des éléments standard des contreforts.

(1) Clavette.
(2) Bloc-parement.
(3) Ferraillage des joues.
(4) Assemblage de blocs (les blocs-parements ont été coupés par un plan de symétrie).
(5) Liaison joue-noyau du bloc-parement.

Details of standard elements of buttresses.

(1) *Key.*
(2) *Facing block.*
(3) *Reinforcement of the flanges.*
(4) *Assembling of blocks (the facing blocks have been cut by a plane of symmetry).*
(5) *Bonding flange-core of facing block*

Les plans de section droite des voûtes distants de 1,40 m déterminent dans les contreforts des prismes rectangulaires qu'il s'agit de découper de telle sorte que les éléments pèsent moins de 7 t.

On est ainsi arrivé à la définition des blocs et des clavettes indiquée sur la figure 11.

En supposant placé horizontalement le plan de section droite des voûtes, les blocs sont composés de deux joues qui formeront les parements des contreforts. Elles ont évidemment 1,40 m de hauteur, 1,75 m de largeur et 0,20 m d'épaisseur. Elles sont reliées ensemble par un prisme de béton à section carrée de 0,45 m de côté, dont les

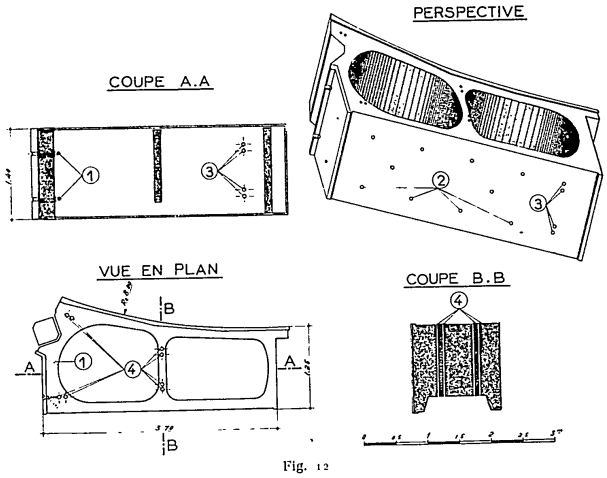


Fig. 12

Éléments de raccords voûtes-contreforts.

(1) Trous pour passage des câbles sangles des voûtes.
(2) Trous pour liaison des blocs par boulons
(3) Trous de passage des câbles entretoises de montage
(4) Trous de passage des boulons Rattin.

Elements of the connections arches-buttresses.

(1) *Clearance holes for the laced cables of arches.*
(2) *Holes for bonding of blocks with bolts*
(3) *Clearance holes of strut cables.*
(4) *Clearance holes of Pattin bolts*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

faces sont inclinées à 45° sur le plan horizontal. Cette disposition permet de n'avoir qu'un type de clavette au lieu de deux.

Les blocs pèsent 6,6 t, les clavettes environ 6 t.

5.3.4. *Les éléments spéciaux.*

Le raccord entre les voûtes et les contreforts se fait au moyen d'éléments spéciaux représentés sur la figure 12. Ils ont, eux aussi, 1,40 m de « hauteur ».

5.4. Réalisation des préfabriqués.

5.4.1. *Éléments standard de voûte.*

Un cintre en tubes a été fabriqué avec la plus grande précision possible. Ses deux faces correspondent respectivement à l'extrados et à l'intrados des voûtes. Il servira à la fois de gabarit de traçage pour les coffrages des éléments de voûte et de gabarit de pose.

C'est ce gabarit qui, avec les imperfections qu'il pourra encore comporter, constituera la véritable définition des voûtes.

Tous les éléments d'un anneau d'une même voûte, y compris les deux éléments spéciaux de raccord avec les contreforts, seront coulés simultanément, le plan de section droite étant le plan horizontal.

Pour éliminer les défauts de fabrication du cintre, on a renoncé à l'interchangeabilité des éléments, qui seront soigneusement numérotés et mis en place dans la position exacte qu'ils occupaient lors de leur fabrication.

Dans le même esprit, tous les anneaux d'une voûte proviendront de la même aire de préfabrication (il y aura six aires théoriquement identiques).

Le coffrage de l'intrados sera réalisé en béton (*fig.* 13). Dans la face « active » de ce coffrage en béton seront noyés deux fers U soigneusement cintrés. Ils serviront à réaliser de façon parfaite par « troussage » la surface du coffrage, qui pourra être « rafraîchie » le cas échéant par le même procédé en cours de fabrication.

La cavité basse des éléments préfabriqués sera également coffrée grâce à un contre-moule en béton.

Le coffrage de l'extrados sera un coffrage métallique en 11 morceaux (un par élément) convenablement raidi par un treillis en tube.

Jusqu'à quelques centimètres de la face supérieure, les éléments seront réalisés en béton à l'anneau de 50 mm dosé à 300 kg de portland par mètre cube.

Le béton sera mis en place à l'aide de dumpers circulant sur une aire bétonnée. De la sorte, la ségrégation sera réduite au minimum. Il sera soigneusement pervibré.

Il ne serait pas possible d'assurer par ce procédé un bon remplissage de la partie haute. Celle-ci sera réalisée par mise en place à la main d'un squelette pierreux 30-50. Le contre-moule en béton de la partie haute sera alors descendu, boulonné sur les coffrages latéraux.

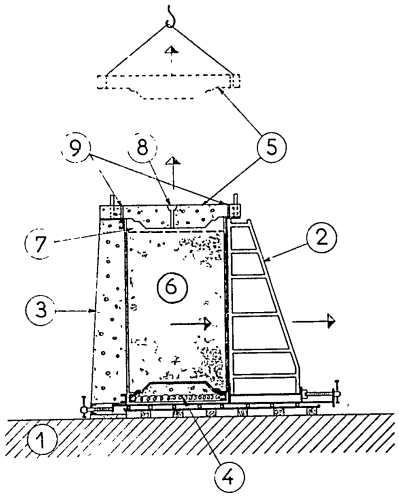


Fig. 13.

Schéma de coulage et de décoffrage des blocs de voûte.

(1) Aire de préfabrication.
(2) Coffrage extrados mobile (métallique).
(3) Coffrage intrados fixe (béton).
(4) Coffrage inférieur mobile (béton).
(5) Contre-moule mobile (béton)
(6) Béton à l'anneau de 50 dosé à 300 kg de ciment.
(7) Finition en béton colloïdal
(8) Orifice d'injection.
(9) Évents.

Scheme of casting and form removal of arch blocks.

(1) *Prefabrication area.*
(2) *Movable extrados form (steel)*
(3) *Fixed intrados form (concrete).*
(4) *Lower movable form (concrete).*
(5) *Movable back-flap (concrete).*
(6) *Concrete, sieve number 50, cement factor 300 kg.*
(7) *Achievement with colloidal concrete.*
(8) *Grout hole.*
(9) *Ventholes.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Puis, le squelette sera injecté au mortier colgrout à 2 kg/cm² de pression, l'essorage se faisant par les joints entre coffrages.

La figure 13 montre de façon claire comment se fera le démoulage : le coffrage intrados est fixe, le contre-moule de la partie basse et le coffrage métallique de l'extrados sont montés sur un chemin de roulement à galets. Grâce à des vis genre « vis d'établi » il est possible de déplacer successivement le coffrage d'extrados puis l'ensemble élément et contre-moule de la partie basse.

Un portique roulant permet ensuite de décoller l'élément du contre-moule bas et de le porter sur l'aire de stockage.

Nous avons laissé de côté jusqu'ici le problème du coffrage des cavités situées entre deux éléments adjacents d'un même anneau.

Il aurait pu être résolu par utilisation de coffrages métalliques. Mais la tôle de ces coffrages aurait dû avoir au moins 3 mm d'épaisseur, ce qui pour dix joints, aurait conduit à faire des anneaux trop courts au total de

$$10 \times 6 = 60 \text{ mm}$$

Bien sûr, on aurait pu compenser ce défaut en allongeant, sur les aires de préfabrication, les coffrages de 60 mm, mais alors, on abandonnait le principe d'identité absolue avec le gabarit « mère ».

Par ailleurs, les cavités latérales sont plus profondes que les cavités supérieures et inférieures, car elles doivent recevoir des clavettes percées de trous pour le passage des câbles d'assemblage et livrer passage à un ouvrier qui procédera au réglage des éléments.

A cause de l'effet de paroi, il aurait été difficile d'obtenir un bon remplissage des extrémités des blocs avec du béton à l'anneau de 50 mm d'autant plus qu'elles sont armées pour résister à la pression d'injection du mortier colloïdal.

Toutes ces difficultés ont été résolues en utilisant comme coffrages perdus des extrémités des éléments préfabriqués en béton (*fig.* 9).

Ces éléments seront exécutés facilement avec du béton à éléments fins coulé dans des moules posés horizontalement. C'est dans ces coffrages d'extrémité que seront ménagés les trous permettant l'accrochage des blocs deux à deux par des boulons parallèles aux génératrices des voûtes. Il aurait été difficile de résoudre ce problème en laissant des tubes en attente dans le coffrage principal, ce qui aurait sérieusement compliqué le bétonnage.

Précisons toutefois qu'un préfabriqué contenant les logements de quatre boulons sera placé au centre du bloc pendant le bétonnage.

On aura ainsi huit logements de boulon par bloc.

Ajoutons que des chevelus seront laissés en attente dans ces coffrages perdus d'extrémité pour améliorer la liaison avec le béton principal.

Les préfabriqués d'extrémité et le bloc central jouent d'autres rôles importants dans la préfabrication des blocs :

— ils règlent de façon parfaite la distance entre les coffrages d'extrados et d'intrados des blocs, c'est-à-dire leur épaisseur,

— ils entretoisent ces coffrages auxquels ils sont vissés et assurent leur rigidité pendant le bétonnage.

5.4.2. *Éléments standard des contreforts* (*fig.* 11).

Les deux joues sont des plaques légèrement ferraillées pour résister à la pression d'injection.

Elles seront coulées séparément à plat sur coffrage métallique et on laissera en attente des fers de liaison avec le noyau.

Le noyau sera coulé ensuite, les deux joues formant deux des parois du coffrage, une des faces du noyau étant horizontale pour faciliter le bétonnage.

5.4.3. *Éléments spéciaux* (*fig.* 12).

Les éléments de raccord entre voûte et contrefort seront exécutés en même temps que les éléments de voûte et suivant les mêmes principes.

Les cavités de ces blocs seront coffrées au moyen de tôles minces en deux parties reliées aux coffrages extérieurs par entretoises.

Le décoffrage se fera, après avoir dévissé les entretoises, par rapprochement des lèvres des tôles au moyen de vis à pas inversés.

5.5. Construction de l'ouvrage à partir des éléments préfabriqués.

5.5.1. *Transport, mise en place et réglage.*

Les éléments préfabriqués, qui, nous l'avons vu, pèsent au maximum 7 t, seront transportés de l'aire de préfabrication jusqu'au pied de la voûte ou du contrefort auquel ils sont destinés par des engins spéciaux du type « triqueballe ».

Ils seront repris par une grue munie de moufles et de palonniers permettant l'orientation de l'élément et sa pose correcte à endroit voulu.

Le gabarit mère dont nous avons parlé plus haut servira à la mise en place de tiges métalliques placées suivant des génératrices du cylindre d'intrados et qui serviront de guides pour la pose des blocs (*photos* 14 et 15).

Le « fin réglage » se fera au moyen de petits vérins à huile introduits par des ouvriers dans les logements des clavettes parallèles aux génératrices.

5.5.2. *Tirants et câbles d'assemblage.*

Bien que le fruit des voûtes soit tel que les blocs pourraient rester en équilibre les uns sur les autres sous le seul effet de leur poids, ils seront liés deux à deux à la pose par des boulons parallèles aux génératrices placés dans les logements réservés à cet effet.

Cette liaison est d'ailleurs indispensable, lors de l'injection, pour éviter que les blocs ne s'écartent les uns des autres

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les boulons, du type utilisé dans les mines pour le « boulonnage des terrains » (boulon Pattin, *photo* 16) se vissent dans des cônes métalliques fendus qui, sous l'effet du serrage, se bloquent dans les cavités des blocs, dont les parois, précisons-le, sont frettées avec des armatures enroulées en hélice à spires jointives.

Ils seront mis en tension au moyen de vérins à huile spécialement

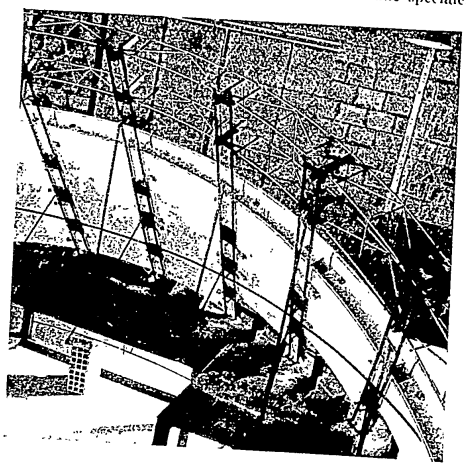


Fig. 14

Étude de la mise en place des blocs de voûte (maquette au 1/5e).

Design of the placing of arch blocks (model drawn to the scale of 1 to 5).

conçus et construits pour cet usage. Ce procédé est beaucoup plus précis que celui qui consisterait à utiliser des clés dynamométriques.

Les tiges des boulons, qui ont 18 mm de diamètre, seront tendues à 11 t.

Comme on dispose de huit cavités pour le logement des boulons, la force de liaison maximum entre deux blocs sera

$$8 \times 11 = 88 \text{ t}$$

Dans la partie haute des voûtes, où la pression d'injection sera plus faible, le nombre de boulons sera réduit.

D'autre part, deux nappes de câbles placées dans les rainures ménagées

sur l'extrados des blocs jouent le même rôle que les tirants (maintien de la stabilité pendant l'assemblage et l'injection), mais dans un plan perpendiculaire.

Les ancrages de ces câbles se trouvent soit dans la galerie de visite, soit dans les cavités des blocs de raccord voûte-contrefort.

Les photos 14 et 15 qui représentent la maquette sur laquelle tous ces problèmes ont été étudiés donnent une assez bonne idée de la façon dont se présentera un chantier d'assemblage de voûte.

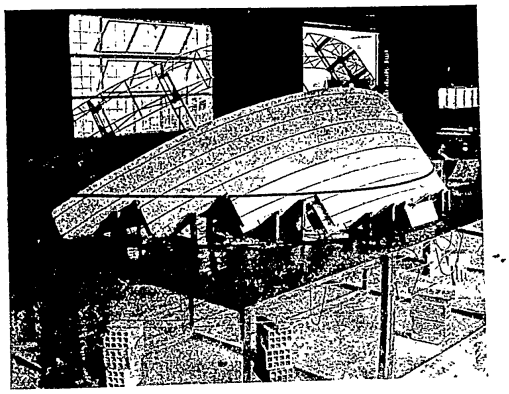


Fig. 15

Étude de la mise en place des blocs de voûte (maquette au 1/5e).

Design of the placing of arch blocks (model drawn to the scale of 1 to 5).

5.5.3. *Injections.*

Les orifices laissés dans les blocs par les fixations de l'élément préfabriqué central aux coffrages de parement serviront à l'injection du mortier colloïdal et au contrôle de cette injection. Ils comportent un filetage conique pour fixation des canules (*fig.* 9).

Ces orifices seront ensuite bouchés avec des éléments mâles en béton préfabriqué préalablement badigeonnés avec de la barbotine de ciment.

Les photos 17 et 18 montrent l'orifice d'injection, le contre-moule qui a permis de le faire, la canule et le bouchon pour les blocs de la maquette.

L'injection sera faite à l'air comprimé à une pression de l'ordre

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de 2,5 kg/cm². Le contrôle de cette pression sera fait avec soin à l'aide de manomètres fréquemment étalonnés.

5.5.4. *Le « sabot »* (*photos* 14 et 15).

La partie la plus délicate des voûtes est celle qui correspond à des anneaux incomplets. On a appelé cette partie le « sabot ».

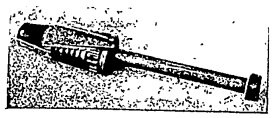


Fig. 16.

Boulon Pattin (cône ouvert).

Pattin bolt (open cone).

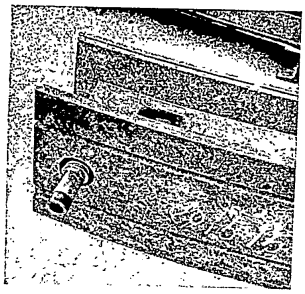


Fig. 17.

Orifice d'injection et canule (maquette au 1/5e).

Grout hole and grouting tube (model drawn to the scale of 1 to 5).

Sa parfaite réalisation est une condition indispensable pour la pose correcte de tous les éléments de la voûte. Par contre, si le sabot est bien réalisé, la poursuite du montage est une opération quasi mécanique et ne présentant pas de difficultés.

L'exécution du sabot s'effectuera à partir d'un plan de pose horizontal constitué par la face supérieure du parafouille.

Ce plan de pose est au moins à 1,60 m au-dessous du terrain naturel.

L'étude sur maquette a montré que, pour réduire le plus possible l'importance des vides entre plan de pose et blocs, il fallait que le premier anneau comporte trois éléments.

Le deuxième anneau comporte alors cinq éléments, le troisième sept, puis on arrive au premier anneau complet qui constitue la fin du sabot.

Nous avons dit plus haut que l'étanchéité entre parafouille et voûtes serait assurée par un blocage à pleine fouille du pied des voûtes sur 1,60 m de hauteur (trait noir indiqué sur la maquette).

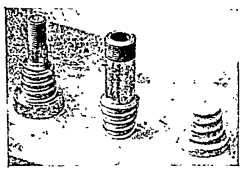


Fig 18.

Accessoires d'injection.

de gauche à droite :

— Contre-moule de l'orifice d'injection;
— Canule d'injection;
— Pastille d'obturation de l'orifice d'injection.

Grouting accessories.

From left to right :

— Back-flap of grout hole;
— Grouting tube;
— Blind washer of grout hole.

Par ailleurs, le sabot sera « épinglé » au terrain par l'intermédiaire de câbles passant à l'intérieur des clavettes parallèles aux génératrices et ancrés à l'intérieur de la galerie.

Ces câbles n'ont pas pour but de participer à la résistance de l'ouvrage terminé, mais permettent seulement d'avoir un sabot parfaitement ancré au terrain et constituant une base solide pour la suite du montage des voûtes.

Bien entendu, les éléments du sabot seront injectés avant de poursuivre la construction de la voûte.

6. DÉVIATION DES EAUX PENDANT LES TRAVAUX. ORGANES DE VIDANGE ET DE PRISE.

La galerie qui conduira les eaux régularisées vers Tlemcen est déjà réalisée et permet, grâce à des puits verticaux, d'exploiter la nappe des dolomies supérieures.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

On dispose donc d'un moyen pour rabattre les eaux de cette nappe et exécuter les fondations à sec.

Les crues survenant pendant les travaux seront évacuées par un pertuis provisoire ménagé dans la voûte 11-12 et qui sera bouché en période sèche lorsque l'ouvrage sera achevé.

Précisons en effet que, grâce au rabattement opéré, l'oued Meffrouch est pratiquement à sec plus de 300 jours par an.

C'est dans la même voûte que seront placés les organes de vidange composés d'une vanne de garde type « papillon » et d'un robinet à jet creux. L'ensemble sera capable, à retenue pleine, d'évacuer un débit de l'ordre de 50 m³/s.

Bien entendu, le « sabot » correspondant à cette voûte sera exécuté

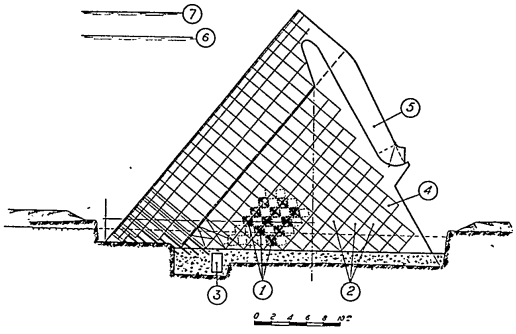


Fig. 19.

Coupe suivant l'axe d'un contrefort.

(1) Bloc clavette.
(2) Bloc parement.
(3) Galerie de visite
(4) Contrefort.
(5) Évacuateur de crue.
(6) Retenue normale (cote 1122,00).
(7) Plus hautes eaux : Q = 40 m³/s (cote 1124,62).

Section in the axis of a buttress.

(1) *Key block.*
(2) *Facing block.*
(3) *Inspection gallery.*
(4) *Counterfort.*
(5) *Spillway.*
(6) *Normal storage (waterlevel* 1122,00)
(7) *Higher waters* : Q = 40 m³/s (*water level* 1124,62).

en grande partie par les procédés classiques, le reste de la voûte étant ensuite achevé par utilisation des éléments préfabriqués.

La prise d'eau se fera par deux conduites de 700 mm de diamètre noyées dans le contrefort 15. Les orifices d'alimentation de ces conduites sont calées à des cotes différentes. Toute l'eau du Meffrouch étant destinée à être traitée pour l'alimentation en eau potable, cette disposition permet de choisir, dans une certaine mesure, la température et la turbidité de l'eau à traiter.

Le contrefort 15 sera réalisé par coulage de béton derrière des coffrages perdus constitués par les « joues » des blocs standard.

7. ÉVACUATION DES CRUES (*fig.* 19 et 20).

Les eaux de crue déversent sur des seuils rectilignes placés entre les voûtes, puis sont canalisées par des goulottes placées sur les contre-

Fig. 20.

Étude sur maquette de l'évacuation des crues.
Model study of flood discharge.

forts, et un saut de ski les rejette suffisamment à l'aval des pieds des contreforts pour que l'érosion qui se produira ne mette pas en péril l'existence de l'ouvrage.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Pour obtenir un bon écoulement, il a été nécessaire d'engraisser légèrement le haut des voûtes dans la partie où elles jouent le rôle de guideaux.

La cote maximum de l'ouvrage est fixée à 1125,46.

Elle est déterminée non pas par la cote maximum du plan d'eau qui,

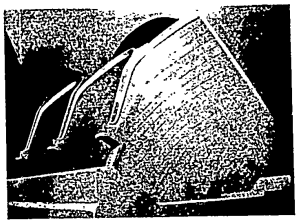


Fig. 21

Maquette de l'ouvrage terminé.
Model of completed structure.

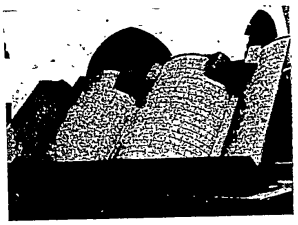


Fig. 22.

Maquette de l'ouvrage terminé.
Model of completed structure.

dans cette hypothèse sera 1124,62, mais par la nécessité pour le dernier anneau de voûte, de jouer convenablement son rôle de guideau.

Chaque contrefort sera ainsi capable d'évacuer 40 m³/s avec une surélévation du plan d'eau de 2,62 m.

Pour les 18 contreforts, on a ainsi une capacité totale d'évacuation de 720 m³/s, et la sécurité de l'ouvrage se trouve très largement assurée, surtout en tenant compte du fait qu'un déversement général par-dessus l'ouvrage n'est pas catastrophique.

Le détail de l'exécution des évacuateurs de crue n'est pas encore étudié, mais il est vraisemblable qu'il sera là aussi fait appel à la préfabrication.

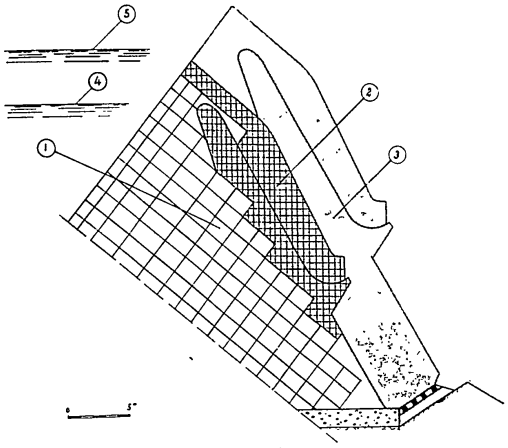


Fig. 23

Principe d'une surélévation eventuelle de l'ouvrage.
(1) Partie conservée
(2) Partie à démolir
(3) Surélevation
(4) Retenue normale avant surélévation.
(5) Retenue normale après surélévation

Principle of an eventual raising of the dam.
(1) *Preserved part*
(2) *Part to be demolished.*
(3) *Raising*
(4) *Normal storage before raising*
(5) *Normal storage after raising*

8. AVANTAGES DU PROCÉDÉ. POSSIBILITÉ DE CONSTRUIRE DES BARRAGES PAR ÉTAPES SUCCESSIVES.

Nous avons dit précédemment que nous avions été conduits à envisager la préfabrication à cause de la difficulté qu'il y a actuellement à trouver, en Algérie, de la main-d'œuvre spécialisée disponible.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Mais ce procédé présente de nombreux autres avantages que nous allons passer en revue rapidement :

1. La diminution de l'effectif d'ouvriers spécialistes et de l'importance des coffrages, la suppression des cintres, entraînent une baisse sensible du prix de revient de l'ouvrage.

2. Le béton des éléments préfabriqués est du béton « d'usine » très supérieur comme qualité à du béton coulé et vibré sur place dans des conditions souvent acrobatiques.

Les reprises de bétonnage, qui constituent un point faible de tout barrage de ce type, sont supprimées.

3. La qualité du béton n'est pas tributaire des conditions atmosphériques (gelée ou sécheresse excessive).

En effet, dans le premier cas, la préfabrication peut se faire à l'abri, dans des hangars chauffés par exemple à l'infrarouge. On peut ainsi envisager, dans le cas de chantiers de haute montagne, de diminuer sensiblement les délais d'exécution en préparant en hiver les préfabriqués qui seraient posés à la belle saison.

Dans le cas d'un ouvrage construit sous un climat chaud et sec, il est plus facile de laisser vieillir les éléments préfabriqués sur une aire d'humidification que d'assurer un arrosage efficace du béton coulé sur place.

4. Le retrait du béton s'effectuant avant mise en place des blocs, il n'y a plus à tenir compte, dans le calcul des voûtes, de contraintes dues à ce phénomène.

5. Le clavage par injection de mortier colloïdal à une pression supérieure à celle de l'eau lorsque le barrage sera en service peut être considéré comme un essai et une assurance d'étanchéité.

En effet, la plupart des ouvrages à voûtes minces présentent, lors de la mise en eau, des fuites ou au moins des suintements, principalement aux reprises de bétonnage.

En général, ces fuites se colmatent seules, en laissant des traînées de chaux sur le parement aval.

Parfois, on est obligé de passer sur le parement amont un badigeon bitumineux, ou même d'appliquer un masque d'étanchéité complet.

Le procédé que nous venons de décrire supprime tous ces inconvénients, puisque à l'essorage tous les joints entre blocs sont colmatés sous une pression supérieure à la pression de service.

6. Les parements ont un aspect beaucoup plus satisfaisant que dans le cas du béton coulé sur place derrière coffrages.

7. Les voûtes peuvent avoir un fruit notablement plus élevé que si elles étaient construites par un procédé classique. La stabilité de l'ouvrage se trouve ainsi améliorée.

8. Enfin il semble possible d'appliquer cette méthode à la construction de barrages par étapes successives.

Ce problème ne se pose pas dans le cas du barrage du Meffrouch dont la retenue est bien proportionnée au débit moyen annuel et à la consommation annuelle prévue.

Toutefois, il semble qu'une surélévation de cet ouvrage se présenterait particulièrement bien. Cette opération pourrait, par exemple, être conduite de la façon suivante (*fig. 25*) :

- démolition du dernier anneau des voûtes et des goulottes d'évacuation de crues de façon à rétablir une assise composée uniquement de blocs standard de voûtes et de contreforts;
- surélévation des voûtes et des contreforts par les méthodes qui ont servi à les construire.

Le nouvel anneau de voûte à poser serait relié à la voûte existante par des boulons Pattin, celle-ci jouant le rôle précédemment rempli par le « sabot ».

— la nouvelle tranche de contrefort serait butée sur ses fondations par l'intermédiaire d'un « joint actif » du type de ceux qui ont été utilisés pour la surélévation du barrage des Beni-Bahdel. Dans ce joint se trouvent des vérins qui permettent d'appuyer la surélévation de l'ouvrage sur ses fondations, après quoi le joint est bloqué par matage de mortier gâché très sec,

- réfection du couronnement et des évacuateurs de crue.

Bien entendu, si le barrage du Meffrouch était destiné à être surélevé, on prévoirait des dispositions telles que les démolitions soient réduites au strict minimum.

Par exemple, il serait facile de terminer provisoirement les voûtes par des blocs standard, de sorte qu'on puisse entreprendre leur surélévation sans avoir à démolir au préalable l'anneau de couronnement.

Dans le même esprit, on pourrait chercher à réaliser les goulottes d'évacuation des crues de sorte qu'elles soient facilement démontables, voire récupérables.

Il s'agit là seulement de quelques idées sur l'adaptation du procédé de préfabrication à la construction de barrages par étapes successives. Néanmoins, les problèmes posés nous paraissent relativement aisés à résoudre et nous pensons que cette possibilité est un avantage important qu'il faut ajouter à l'actif de la méthode que nous venons d'exposer.

RÉSUMÉ.

La présente note se propose de décrire un procédé de construction par préfabrication d'un barrage à voûtes multiples, qui peut être facilement adapté à une construction par étapes successives.

L'idée de la préfabrication du barrage du Meffrouch est née de la difficulté qu'il y a à recruter actuellement en Algérie des ouvriers spécialisés à cause du plein emploi de la main-d'œuvre. La construction d'un barrage par ce procédé ne nécessite en effet sur le chantier qu'une douzaine de mécaniciens, tourneurs, forgerons, le reste du personnel étant uniquement composé de manœuvres ordinaires.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les voûtes de cet ouvrage sont définies par deux cylindres de révolution coaxiaux à génératrices inclinées sur la verticale.

Compte tenu de la puissance des engins de levage dont on disposait, on a limité à 7 t le poids de chaque bloc élémentaire. Ceci a conduit à adopter le mode de décomposition suivant :

Des plans de section droite distants de 1,40 m décomposent les voûtes en anneaux et les contreforts en prismes. Les anneaux sont ensuite découpés par des plans méridiens en éléments qui ont 3,15 m de longueur (comptée suivant l'extrados). Des plans parallèles à l'axe des voûtes, perpendiculaires aux faces des contreforts et distants de 1,75 m découpent les prismes en parallélépipèdes rectangles.

Tous ces éléments sont creusés, sur leurs faces de contact, de cavités dans lesquelles viennent se loger des clavettes en béton sensiblement plus petites. Elles participent à la résistance et à l'étanchéité de l'ouvrage terminé.

L'ensemble est solidarisé par injection, dans les vides entre cavités et clavettes, de mortier colloïdal essoré à travers les joints des parements. Des boulons maintiennent les éléments préfabriqués pendant l'injection.

Ce procédé présente de nombreux avantages : diminution du prix de revient, amélioration de la qualité du béton, suppression des reprises de bétonnage, des efforts dus au retrait, réalisation d'un ouvrage parfaitement étanche et possibilité de construction par étapes successives.

SUMMARY.

The purpose of the present note is to describe a building process by prefabrication of a multiple arch dam, which may be easily suited to a construction in successive stages.

The idea of using prefabrication for the Meffrouch dam is born out of difficulties of recruiting now in Algeria specialized workmen because of the full use of the labour. Indeed, the construction of a dam by this process requires only a dozen of mechanicians, turners, smiths, the remainder of the personnel being only ordinary workmen.

The arches of this structure are defined by two co-axial cylinders of revolution with generating lines inclined on the vertical.

On account of the available power of the hoisting-gears, the weight of each elementary block has been limited to 7 tons. This is the reason why the following plan of work has been adopted :

Planes of right section 1.40 m spaced, decomposed the arches in rings and the buttresses in prisms. The rings are then cut by meridian planes in elements which are 3.15 m long (counted following the extrados). Some planes, parallel with the axis of the arches, perpendicular with the surfaces of the buttresses and 1.75 m spaced, cut the prisms in rectangular parallelepipeds.

All these elements are hollowed, on their contact face, by cavities

in which are housed some concrete keys very much smaller. They share in the resistance and the watertightness of the achieved structure.

The whole is made integral by grouting, in the voids between cavities and keys, of colloidal mortar dried through the joints of the faces. Bolts are carrying the prefabricated elements during grouting.

This process presents many advantages : reduction of cost price, improvement of concrete quality, suppression of construction joints, of shrinkage stresses, realization of a perfectly watertight structure and possibility of building by successive stages.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 102

QUESTION N° 21

R. ARIS
ET A. SCHLUMBERGER
(ALGÉRIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

OBSERVATIONS DES DÉFORMATIONS SUR DIVERS BARRAGES ALGÉRIENS (FOUM-EL-GHERZA, KSOB, ZARDEZAS) (*).

R. ARIS.

Ingénieur des Ponts et Chaussées

et A. SCHLUMBERGER,

Directeur Général de la Société Française de Stéréotopographie, Paris.

GÉNÉRALITÉS.

Sous l'effet d'influences diverses un barrage se déforme plus ou moins avec le temps. Il peut, de plus, se déplacer simultanément d'une manière plus ou moins irrégulière, les roches sur lesquelles il prend appui étant elles-mêmes déformables sous l'action des mêmes influences.

Les mesures du comportement d'un barrage par des méthodes topométriques de haute précision peuvent donc consister en observations relatives et en mesures absolues.

(*) *Observations of deformations in some Algerian dams*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

OBSERVATIONS RELATIVES

Pour des mesures relatives on a generalement recours à des pendules, des clinometres, des alignements, des mesures locales de longueurs ou de denivellations, etc. Employées séparément, ces mesures relatives ne donnent que des renseignements partiels Exemple : le pendule. Il indique immediatement le deplacement relatif de la tête d'un ouvrage par rapport a son pied, mais ne peut pas préciser si c'est la tête qui s est deplacee dans un sens ou le pied dans l'autre, ou même les deux de quantites différentes et de sens inconnu.

Il en va plus ou moins de même pour les autres genres de mesures relatives. Leur interêt indeniable consiste dans la possibilité d'obtenir instantanément des indications sur tel ou tel mouvement partiel. Mais elles ne donnent pas de renseignements sur les déplacements absolus d un barrage, que seules des mesures topométriques d'ensemble tres complètes peuvent fournir.

MESURES ABSOLUES.

En effet, l etude des deplacements absolus ne peut être basée que sur la comparaison des positions successives dans l'espace de divers reperes fixés sur les ouvrages à observer. Ces positions (généralement en X, Y, Z) sont déterminees chaque fois par triangulation, avec mesure de bases et nivellement, par rapport à des références stables.

Ces diverses mesures étant suivies de calculs assez complexes, les resultats concernant les deplacements absolus ne peuvent être connus qu'avec un certain retard. Il peut donc être intéressant d'associer les deux genres de mesures celles relatives donnant rapidement des indications partielles et celles absolues, plus longues, mais renseignant completement sur le comportement de l'ouvrage dans l'espace.

Dans ce qui suit, nous parlerons essentiellement de mesures absolues qui ont ete appliquées par la Société Française de Stéréotopographie (S. F. S.) aux trois barrages de Foum-el-Gherza, du Ksob et des Zardezas

Les trois dimensions du reseau de points à étudier sont déterminées directement par mesures au fil d'invar et nivellement au niveau à lunette, et indirectement par triangulation et intersection.

Les coordonnées calculees X-Y-Z de chaque point sont le résultat de déterminations multiples en nombre largement surabondant en général.

En dehors de la stabilité des références, la précision finale est donc fonction des mesures angulaires, des mesures de distances, des mesures de dénivelées, et aussi de la bonne compensation des mesures surabondantes.

RÉFÉRENCES DE DÉPART ET LEUR STABILITÉ.

Le problème préalable très important est de trouver des références stables, de les matérialiser et de se ménager des contrôles de leur stabilité ultérieure. Ces références doivent se situer à l'aval du barrage, suffisamment loin pour ne plus être influencées par celui-ci mais pas trop loin non plus, afin de ne pas perdre, au cours des mesures de liaison entre références et barrage, la précision absolue nécessaire.

En général, ces références sont établies à plusieurs centaines de mètres en aval, autant que possible dans le fond de la vallée, sur des bancs de rocher sain aussi indépendants que possible du rocher des appuis du barrage.

L'idéal est de pouvoir constituer un canevas de références intéressant une certaine superficie, avec un nombre de points suffisant pour que la défaillance ou la destruction de l'un d'eux n'ait pas de conséquence fâcheuse.

De plus, les distances entre références étant, en général, assez courtes, il y a intérêt à incorporer au canevas des visées sur des références lointaines, destinées à la bonne conservation de l'orientation de la triangulation.

Les références doivent être matérialisées de façon précise, commode et durable par des repères de forme appropriée, définissant le « point » mieux qu'au dixième de millimètre. Ces repères sont scellés dans le rocher en place ou dans des massifs de béton préalablement coulés dans le bon terrain naturel.

Pour leur bonne conservation ces repères sont, en général, en bronze, protégés par un bouchon vissé, et scellés dans des regards sous couvercle. Grâce à ces protections les repères ont été généralement retrouvés en bon état de conservation. C'est à ces repères que sont rattachés à chaque série de mesures les piliers d'observation voisins.

Les causes d'instabilité sont d'ordres divers : mouvements géologiques indépendants des travaux, ou mouvements locaux consécutifs aux travaux par suite de nouvelles répartitions des charges occasionnées par les fouilles, les remblais, les ouvrages construits, le remplissage de la cuvette et ses diverses répercussions piézométriques et autres.

Les références parfaitement stables sont rares et l'on est conduit à se référer à la moyenne de l'ensemble des repères de référence dont les différences de coordonnées se sont le mieux conservées.

La longue expérience de la S. F. S. dans ce genre de mesures lui permet de dire que des références de stabilité judicieusement choisies ne varient entre elles que d'un petit nombre de dixièmes de millimètre.

CONSERVATION DE L'ÉCHELLE DU CANEVAS.

L'échelle du canevas de triangulation est déterminée initialement, et redéterminée par la suite, par la mesure de la longueur d'un ou de plusieurs côtés avec des fils d'invar étalonnés périodiquement au Bureau

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

International des Poids et Mesures. Ces côtés sont choisis de préférence entre deux références de stabilité.

La constance dans le temps de la distance entre ces points fait présumer de leur bonne stabilité.

Les mesures sont faites avec plusieurs fils d'invar librement suspendus en chaînette sous tension de 10 kg, permettant d'escompter une précision moyenne finale sur chaque portée de 2 à 3 m de l'ordre de 0,1 mm.

Ainsi l'échelle du réseau se trouve conservée avec une précision relative comprise entre le 1/500 000e et le 1/1000 000e.

PRÉCISION MOYENNE QUADRATIQUE DES MESURES ANGULAIRES.

La précision des mesures angulaires dépend des qualités de l'opérateur et de l'instrument, du nombre des réitérations, de la matérialisation des stations et des points visés, des conditions météorologiques.

Le théodolite Wild T 3 employé permet la lecture directe du dix millième de grade (une seconde centésimale) correspondant à trois dixièmes de millimètre, vus à 300 m.

Chaque pilier de station au théodolite est isolé des influences thermiques et mécaniques par une gaine appropriée. Les centrages successifs du théodolite et du signal de visée sur le socle horizontal en bronze sont assurés à quelques centièmes de millimètre.

Les repères d'observation intersectés au théodolite depuis les piliers de triangulation sont scellés soit dans le béton des ouvrages, soit dans le rocher d'appui. Ils portent un double point de mire, permettant un contrôle immédiat des lectures d'angles et améliorant le résultat moyen final.

Les conditions atmosphériques ont une grande influence sur la précision des mesures. Les ondulations des images dues à des variations de température sur le passage du faisceau de visées limitent les heures d'observation.

L'influence des variations de la réfraction est d'autant plus sensible que la visée passe plus près du sol ou d'un obstacle quelconque susceptible de provoquer une réfraction insolite zénithale et azimutale.

L'influence de la réfraction peut être diminuée en répartissant les observations sur des heures où les conditions sont différentes et en procédant à des visées réciproques entre piliers.

Pour les visées zénithales sur repères déterminés uniquement par intersection, une valeur expérimentale du coefficient de correction de la réfraction est déduite des résultats des nombreuses visées réciproques entre piliers.

Il résulte des écarts de fermeture des divers triangles, constatés dans les nombreux réseaux de triangulation exécutés par la S. F. S. pour des mesures de déformation de barrages, que la précision du gisement moyen entre deux points est finalement de l'ordre du dix millième de grade (une seconde centésimale).

PRÉCISION MOYENNE QUADRATIQUE PLANIMÉTRIQUE DES REPÈRES D'OBSERVATION INTERSECTÉS.

La précision de la détermination planimétrique de ces repères est fonction de la disposition des lieux, de l'éloignement des références, du nombre et de la longueur des visées, etc. Elle est pratiquement comprise entre 0,5 et 1,0 mm.

La précision des déplacements absolus d'un repère, déduite de deux déterminations indépendantes, compte tenu de la légère incertitude sur la stabilité des références, est finalement comprise entre 1 et 2 mm.

Toutefois la précision des déplacements relatifs entre repères voisins et, par conséquent, la précision des courbes déformées des grandes lignes du barrage est deux fois meilleure que celle de leur position absolue.

PRÉCISION MOYENNE QUADRATIQUE ALTIMÉTRIQUE DES DIVERS REPÈRES D'OBSERVATION.

La précision altimétrique des repères intersectés, déterminés uniquement par nivellement trigonométrique, est très sensiblement la même que celle planimétrique ci-dessus, soit 0,5 et 1,0 mm.

La précision altimétrique des repères déterminés par nivellement géométrique au niveau Wild N III et mires d'invar, est évidemment meilleure puisque pour une dénivelée moyenne aller et retour elle est d'environ 0,07 mm et que le nombre de dénivelées depuis les références n'est généralement que de 20 à 40.

QUELQUES RENSEIGNEMENTS RELATIFS AUX BARRAGES DE FOUM-EL-GHERZA, DU KSOB ET DES ZARDEZAS.

Barrage de Foum-el-Gherza.

Le barrage de Foum-el-Gherza sur l'oued el Abiod a été construit de 1947 à 1950 pour constituer une réserve d'eau servant aux irrigations, entre autres, de la palmeraie de Sidi-Okba, dans la région de Biskra. Le barrage s'appuie sur des assises sédimentaires assez solides quoique fortement fissurées. Le problème de l'étanchement du sol a fait du reste l'objet d'un rapport au précédent Congrès. D'importants rideaux d'injections ont été réalisés avec succès. L'introduction dans le sol d'une grande quantité d'eau et de matières diverses sous pression pouvait modifier la répartition des contraintes des appuis et se répercuter sur les contraintes du béton de l'ouvrage.

Le barrage est constitué par une voûte en béton de 70 m de haut et 120 m de développement de la crête qui comporte un déversoir central avec deux passes.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La S. F. S. a été chargée en 1951 d'entreprendre des observations des mouvements du barrage. Un réseau de piliers de stationnement et de repères d'observation a été implanté comme l'indique le schéma de la figure 3.

Le canevas de triangulation s'étend à 500 m sur la rive droite, à 800 m à l'aval du barrage et à 100 m à l'amont rive gauche. Il y a en tout dix piliers de stationnement et 26 repères d'observation, dont 20 sur sept profils sur le parement aval et six sur les appuis à l'aval du barrage, trois sur chaque rive.

Fig. 1

Le barrage de Foum-el-Gherza vu d'amont, retenue vidangée. B, C, E, F, G, I, piliers de stationnement de la figure 3.

Upstream view of Foum-el-Gherza dam, reservoir empty. B, C, E, F, G, I, observation pillars of figure 3.

Précision.

La précision de la détermination planimétrique et altimétrique des repères intersectés en partant des références éloignées est de 0,6 mm.

Stabilité des références.

Les références sont situées assez loin du barrage pour qu'on puisse escompter que l'eau de la retenue et la poussée de la voûte n'aient plus d'influence sensible. Mais on pouvait redouter les conséquences des injections qui, dans ces terrains fissurés, produisent des effets à des distances très variables suivant la disposition des fissures. Il résulte des mesures successives que la dénivelée entre les points A et B a varié de 1 mm environ. Le point B est probablement resté stable et le point A,

plus proche du rideau d'injections de la rive droite, a pu être soulevé par suite du gonflement des terrains. Il ne faut pas oublier toutefois que la petite variation de dénivelée constatée est de l'ordre de grandeur des erreurs admissibles. D'autre part, la vidange de la retenue peut également concourir au relèvement du point A.

Fig. 2

Le barrage de Foum-el-Gherza vu d'aval.

Downstream view of Foum-el-Gherza dam.

Il est intéressant de constater que cette vidange de la retenue a eu pour effet un soulèvement certain (2,7 mm) du pilier J situé sur la rive gauche à une centaine de mètres en amont du barrage.

Résultats.

Un schéma en projection axonométrique (*fig.* 5) indique le déplacement des repères du barrage avec retenue vidangée et retenue au niveau 178 (remplissage partiel).

Les déplacements planimétriques qui sont bien radiaux, atteignent leur maximum de 1 cm en crête. La différence de température du béton entre les mesures retenue vidangée (effectuées en Juillet) et celles

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

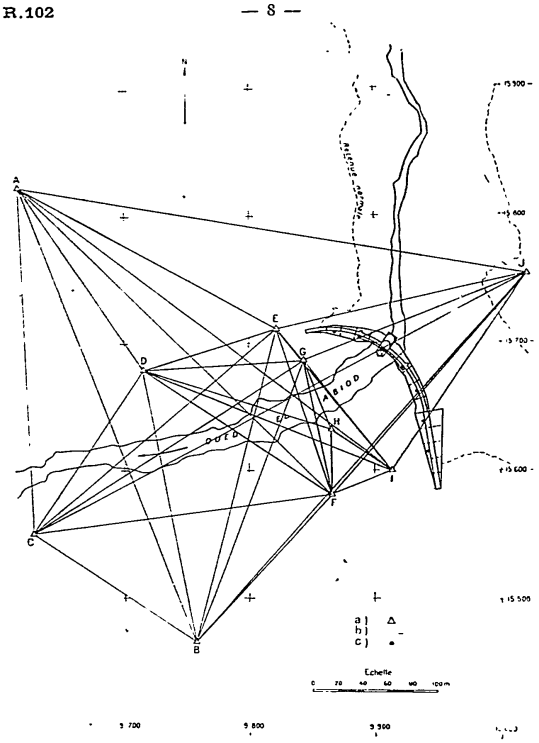


Fig. 3.

Barrage de Foum-el-Gherza. Schéma du canevas.
(*a*) Pilier de stationnement.
(*b*) Visée de triangulation.
(*c*) Repère intersecté.

Foum-el-Gherza dam. Layout of triangulation plan.
(*a*) *Observation pillar.*
(*b*) *Triangulation sighting.*
(*c*) *Intersected marker.*

retenue au niveau 178 (exécutées en Décembre) intervient dans ces résultats. Son influence est mise en évidence, en particulier, par les composantes verticales des déplacements qui sont de 6 mm en crête et de 2 mm seulement au pied de l'ouvrage.

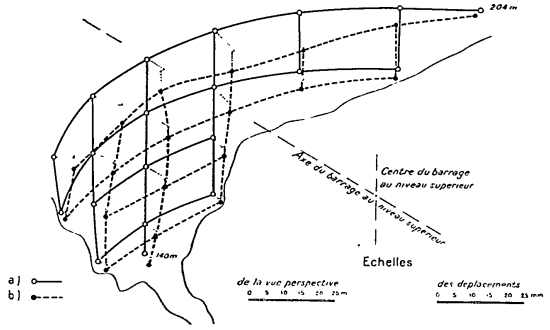


Fig. 4.

Barrage de Foum-el-Gherza. Schéma des déplacements.
(*a*) Position retenue vidangée (Juillet 1951).
(*b*) Position retenue au niveau 178 (Décembre 1951).

Foum-el-Gherza dam. Layout of displacements.
(*a*) *Position of empty reservoir* (*July* 1951).
(*b*) *Position of reservoir at water level* 178 (*December* 1951)

Barrage du Ksob.

Le barrage du Ksob sur l'oued Ksob est un barrage destiné à l'irrigation du périmètre de M'Sila. C'est un barrage à voûtes multiples inclinées à 45°, constitué de 38 éléments de 6 m d'ouverture, dont les sommets sont alignés sur environ 230 m de long, avec une hauteur maximum d'une trentaine de mètres.

Étant donné l'envasement probable de la retenue de ce barrage, sa surélévation a été prévue dès le début des travaux en 1931. Cette opération ayant été remise à l'ordre du jour, la S. F. S. a été chargée en 1951 d'entreprendre des observations des mouvements du barrage.

Un réseau de piliers de stationnement et de repères d'observation a été implanté comme l'indique le schéma de la figure 6.

Le canevas de triangulation s'étend à 350 m en aval du barrage jusqu'à un banc rocheux qui se présente favorablement pour l'établis-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

sement des références altimétriques R 1 à R 6 et celles planimétriques A et B. De plus, le côté A-B servant de base géodésique est mesuré avec des fils d'invar à chaque série de mesures. Il y a en tout huit piliers

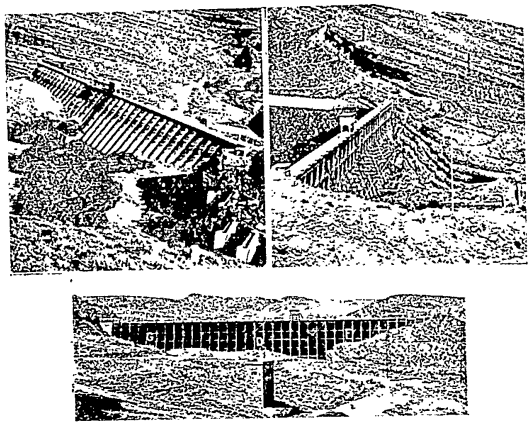


Fig. 5.

Le barrage du Ksob, vues diverses.
Noter l'envasement de la retenue, visible sur la vue plongeante amont, où l'on distingue l'ouvrage évacuateur de crues.
D, E, F, G, piliers de stationnement de la figure 6.

Ksob dam. Various views.
Notice silting of reservoir apparent on upstream inclined view where spillway can be seen.
D, E, F, G, *observation pillars of figure* 6.

LEGEND OF THE FIGURE 6

Ksob dam. Layout of triangulation plan.
(*a*) *Observation pillar.*
(*b*) *Triangulation sighting.*
(*c*) *Side measured with invar wire.*
(*d*) *Reference mark in levelling.*
(*e*) *Itinerary of levelling.*
(*f*) *Intersected observation marker.*
(*g*) *Levelled observation marker.*

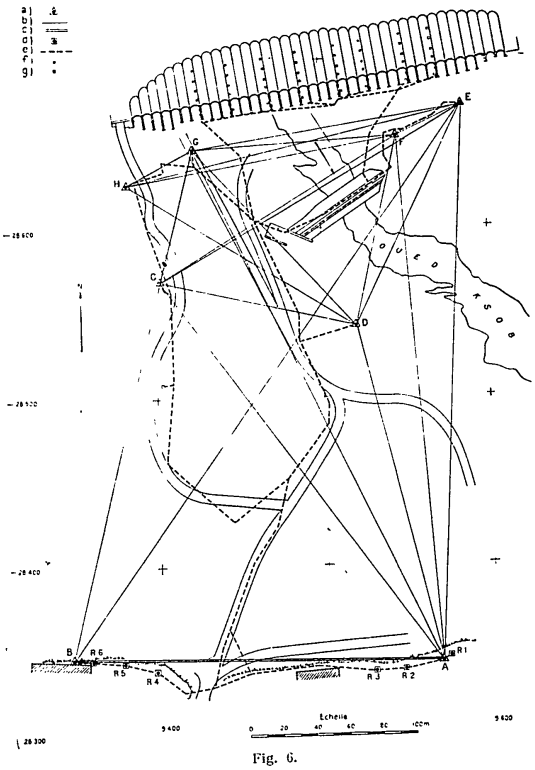


Fig. 6.

Barrage du Ksob. Schéma du canevas.
(*a*) Pilier de stationnement.
(*b*) Visée de triangulation.
(*c*) Côté mesuré au fil d'invar.
(*d*) Repère de référence en nivellement.
(*e*) Itinéraire du nivellement.
(*f*) Repère d'observation intersecté.
(*g*) Repère d'observation nivelé.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de stationnement et 30 repères d'observation intersectés sont répartis aux trois niveaux 590, 578, 567 sur dix contreforts et sur les deux culées.

Pour l'étude des déformations des semelles des contreforts, cinq repères de nivellement ont été scellés au niveau 562 dans les soubassements de huit des contreforts déjà équipés de repères d'intersection.

Précision.

La précision de la détermination planimétrique et altimétrique des repères intersectés sur les contreforts, en partant des références éloignées, est de 0,6 mm.

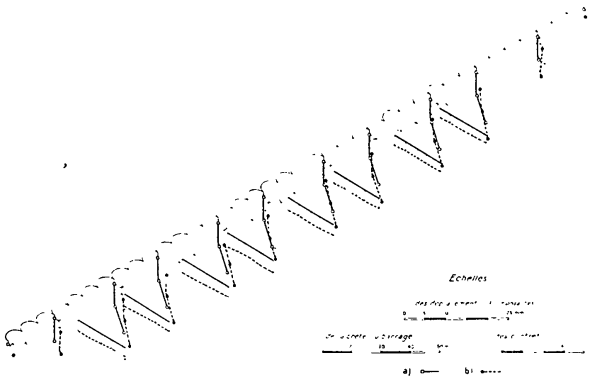


Fig. 7.

Barrage du Ksob. Schéma des déplacements.
(*a*) Position retenue vidangée (Mars 1954).
(*b*) Position retenue pleine, niveau 590 (Février 1955).

Ksob dam Layout of displacements
(*a*) *Position of empty reservoir* (*March* 1954).
(*b*) *Position of full reservoir water level* 590 (*February* 1955).

La précision altimétrique des repères de nivellement des semelles des contreforts, en partant également des références éloignées est de 0,3 mm, avec une précision relative de 0,1 mm entre repères d'une même semelle.

Stabilité des références.

Les références planimétriques et altimétriques se sont révélées très stables.

Résultats.

Un schéma en projection axonométrique (*fig.* 7) indique le déplacement des repères du barrage avec retenue vidangée et retenue pleine (niveau 590).

Le tassement régulier des contreforts et de leurs semelles entre retenue vide et pleine est mis nettement en évidence par les composantes verticales des déplacements de ce schéma (*fig.* 7). Il atteint au maximum 3 mm vers le milieu du barrage.

La partie amont des semelles descend à peine plus que la partie aval, ce petit basculement allant de 0,2 à 0,8 mm. La déformation de la semelle est très faible et de l'ordre de grandeur de la précision des mesures relatives entre repères voisins.

D'autre part, lorsque la retenue se remplit, les contreforts ont un mouvement d'ensemble vers l'aval, en même temps qu'ils descendent comme les semelles. Dans le sens amont-aval le maximum du mouvement est de 2,5 mm au sommet et de 2,0 mm à la base.

Il est à noter que les deux séries d'observations ont été exécutées aux mêmes époques de l'année.

Barrage des Zardezas.

Le barrage des Zardezas sur l'oued Safsaf, dont la retenue sert, entre autres, à l'alimentation en eau potable de la ville de Philippeville,

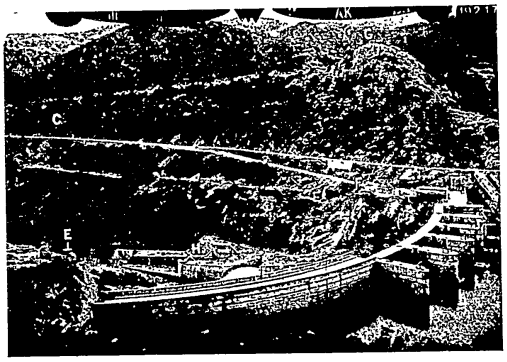


Fig. 8.

Le barrage des Zardezas Vue générale.
C, E, F, G, H., piliers de stationnement de la figure 10.

Zardezas dam. General view.
C, E, F, G, H, *observation pillars of figure* 10.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

avait été commencé en 1930 avec réalisation d'un projet de barrage-poids en béton avec cinq vannes-secteurs.

Pendant la construction un glissement important se produisit à l'occasion des fouilles sur la rive gauche. En conséquence, la hauteur du barrage fut réduite à 35 m. Le côté rive gauche du barrage fut terminé

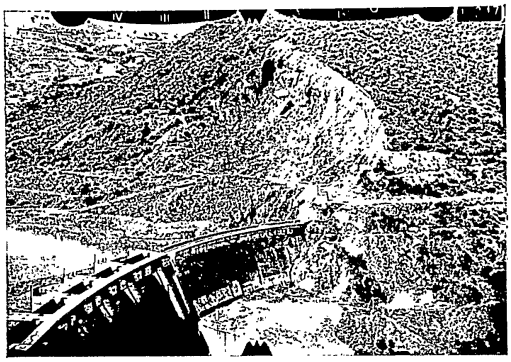


Fig. 9.

Le barrage des Zardezas.

Vue montrant les anciennes fouilles de la rive gauche et l'éboulement que leur ouverture a déclenché.

E, I, K, L, piliers de stationnement de la figure 10.
Périmètre marqué *a*, partie de l'éboulement représenté sur la figure 13.

Zardezas dam.

View showing ancient pits on left bank and earth-fall created by gap.

E, I, K, L, *observation pillars of figure* 10.
Perimeter a, part of earthfall represented on figure 13.

LEGEND OF THE FIGURE 10

Zardezas dam. Layout of triangulation plan.

(*a*) *Observation pillar.*
(*b*) *Triangulation sighting.*
(*c*) *Side measured with invar wire.*
(*d*) *Reference mark in levelling.*
(*e*) *Itineray of levelling*
(*f*) *Intersected observation marker.*

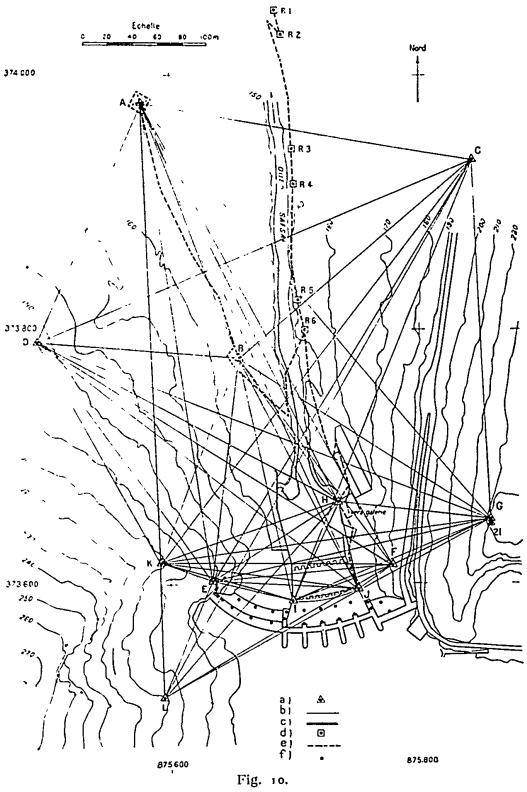


Fig. 10.

Barrage des Zardezas. Schéma du canevas.

(*a*) Pilier de stationnement.
(*b*) Visée de triangulation.
(*c*) Côté mesuré au fil d'invar.
(*d*) Repère de référence en nivellement.
(*e*) Itinéraire du nivellement.
(*f*) Repère d'observation intersecté.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

par un arc en béton de rayon de courbure réduit pour aller chercher le rocher sain juste en aval de l'éboulement. Le développement en crête est de 170 m.

En 1951 s'est posé le problème de la surélévation du barrage. La S. F. S. a été chargée en 1952 d'entreprendre des observations des mouvements de celui-ci, d'ausculter l'appui rive gauche et aussi de relever par stéréophotogrammétrie terrestre de précision l'état du terrain et des rochers de la zone d'éboulement, en vue de comparaisons ultérieures.

Des références éloignées du barrage furent établies à 300 m en moyenne en aval dans le fond de la vallée. Une base géodésique longue de 220 m environ a été mesurée entre les deux références planimétriques A et B.

Le canevas de triangulation comprend au total 12 piliers.

Six repères servant de références en nivellement R 1 à R 6 sont scellés dans des affleurements rocheux du fond de la vallée le long de l'oued Safsaf à une distance allant de 200 à 450 m en aval du barrage.

Les repères d'observation intersectés sont au nombre de 21 pour le barrage proprement dit et de deux pour le rocher d'appui rive gauche. Ils sont répartis sur plusieurs profils et, en principe, à deux niveaux différents (185-170 ou 180-156). Cinq autres repères servent à l'étude

LÉGENDE DE LA FIGURE 11

Barrage des Zardezas. Schéma des déplacements du barrage.

Piliers de stationnement et repères intersectés :

(*a*) Retenue au niveau 176 (Décembre 1953)
(*b*) Retenue au niveau 181 (Octobre 1954).
(*c*) Retenue au niveau 185 (Mai 1953).

Repères nivelés :

(*d*) Retenue avec niveaux ci-dessus.

Les déplacements en altitude sont exprimés en dixièmes de millimètre par rapport à la retenue la plus basse ; pour les repères nivelés ils sont énoncés dans l'ordre des niveaux croissants de retenue.

Zardezas dam. Layout of displacements of dam

Observation pillars and intersected markers.

(*a*) *Reservoir at water level* 176 (*December* 1953).
(*b*) *Reservoir at water level* 181 (*October* 1954)
(*c*) *Reservoir at water level* 185 (*May* 1953)

Levelled markers :

(*d*) *Reservoir with above mentioned water levels*

The displacements in altitude are expressed in tenths of millimeters in relation to lowest storage; as for levelled markers, they are listed in order of water level heights.

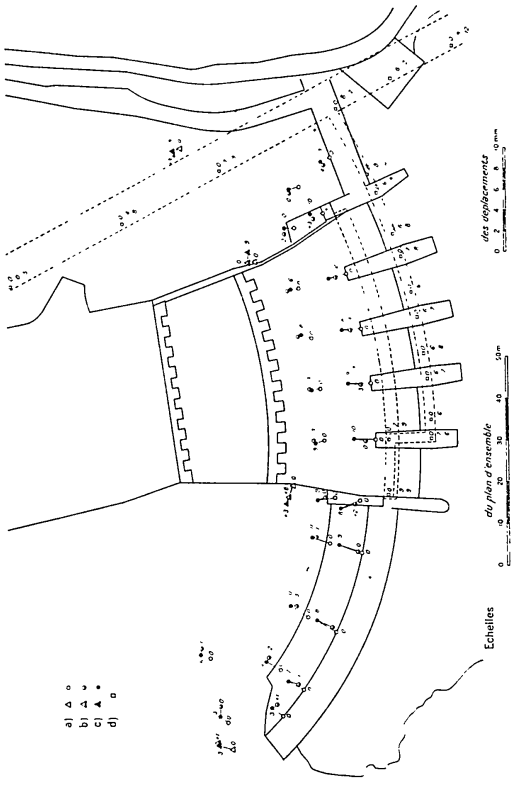


Fig. 11.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

précise de points intéressants du rocher dominant la zone de l'éboulement rive gauche.

Au niveau 155, à l'intérieur du barrage 12 repères de nivellement et, rive droite, dans la galerie de la conduite forcée 7 repères semblables permettent l'étude des tassements dans le sens transversal et dans le sens amont-aval.

Précision (repères du barrage).

La précision de la détermination planimétrique et altimétrique des repères intersectés, en partant des références éloignées, est comprise entre 0,7 mm pour les repères de barrage et 1,0 mm pour les repères de la zone d'éboulement les plus éloignés.

Le nivellement comportant une trentaine de dénivelées depuis les références de stabilité pour arriver au repère le plus éloigné de la galerie intérieure du barrage, la précision de nivellement de ce repère est 0,5 mm.

La précision obtenue au cours des mesures topométriques et stéréophotogrammétriques de l'éboulement est donnée au paragraphe « Résultats ».

Stabilité des références.

Les références planimétriques A et B, ainsi que celles altimétriques R 1 à R 6 peuvent être considérées comme stables, encore qu'il ait fallu leur attribuer, à la suite des observations successives, des coordonnées différant de quelques dixièmes de millimètre pour respecter les mesures très précises de réobservation.

Résultats.

Un schéma (*fig.* 11) indique les déplacements des repères intersectés du barrage et de l'appui rive gauche pour Septembre 1952 (retenue à 180,5), Mai 1953 (retenue à 184,5), Novembre 1953 (retenue à 175,7).

Les déplacements sont faibles : 2,3 mm au maximum. Les mou-

LÉGENDE DE LA FIGURE 12

Barrage des Zardezas Schéma des mouvements de l'éboulement.

(*a*) Position en Octobre 1952.

(*b*) Position en Décembre 1953

Les déplacements en altitude sont exprimés en millimètres

Zardezas dam Layout of earthfall movements.

(*a*) *Position in October* 1952

(*b*) *Position in December* 1953

The displacements in altitude are expressed in millimetres.

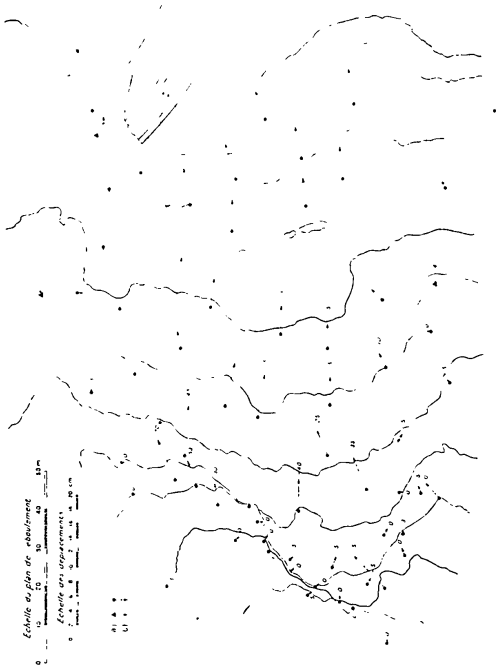


Fig. 11.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

vements de l'arc sont sensiblement radiaux et réguliers. Les basculements indiquent les oscillations élastiques correspondant aux divers niveaux de remplissage. Le barrage apparaît stabilisé, ainsi que l'appui actuel rive gauche.

Un autre schéma (*fig.* 12) indique, d'une part, les déplacements entre octobre 1952 et décembre 1953 des cinq repères d'observation établis sur le rocher en place et, d'autre part, les déplacements de 55 repères auxiliaires, établis sur des blocs de l'éboulement ou sur du rocher suspect.

La précision de la détermination des cinq premiers repères est du même ordre que celle des repères du barrage.

La précision sur les déplacements des 55 repères auxiliaires est de 5 mm, appropriée aux mouvements observés.

Le schéma montre bien le petit mouvement de l'éboulement et fait ressortir un déplacement général plus important d'une zone malsaine.

La représentation schématique des résultats de l'auscultation stéréophotogrammétrique proprement dite est plus difficile, car la comparaison des deux plans restitués à l'échelle de 1/200 en courbes de niveau équidistantes de 0,50 m nécessite une interprétation.

Le terrain peut en effet glisser sans que ce glissement se traduise par un déplacement des courbes de niveau et l'on peut même concevoir un déplacement de ces courbes suggérant un mouvement en sens inverse de celui qu'il est censé figurer. Ce n'est que l'examen des détails caractéristiques (contours de blocs) qui permet de déceler les déplacements véritables.

Cette interprétation peut être complétée par l'examen stéréoscopique de deux des photographies prises à deux dates différentes de la même station avec la même orientation.

Un tel examen permet, en effet, de localiser des déplacements relatifs.

Les parties non modifiées du paysage donnent dans le stéréoscope l'impression d'un tableau plan; seules les zones ayant subi un déplacement dans une direction autre que celle de la station provoquent une sensation de relief local hors du plan du tableau.

L'extrait des plans superposés de la figure 13 donne un exemple des résultats obtenus par restitution photogrammétrique.

Les conditions d'exécution des prises de vues étant favorables, puisque les distances sont inférieures à 100 m, la précision planimétrique n'est limitée que par la précision graphique à l'échelle de 1/200, la précision altimétrique moyenne à cette distance étant meilleure et de l'ordre du centimètre.

L'emploi de la photogrammétrie est donc justifié dans le cas du présent mouvement de terrain, où l'amplitude des déplacements est de plusieurs centimètres au moins et où la disposition des lieux s'y prête.

Mais l'application de la photogrammétrie à l'observation des mouvements d'un barrage serait beaucoup plus délicate, ces mouvements étant généralement très petits et la distance obligée de prise de vues rarement courte. Or, la sensibilité de mesure d'une direction sur des

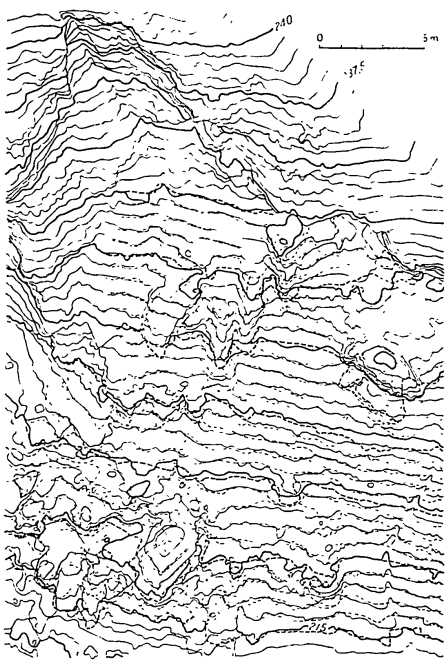


Fig. 13

Barrage des Zardezas Mouvements de l'éboulement.

Extrait de plans superposés correspondant au périmètre *a* indiqué sur la figure 9.
L'équidistance des courbes de niveau est de 0,50 m.

(*a*) Position en Octobre 1952.
(*b*) Position en Décembre 1953.

Zardezas dam Earthfall movements

Extract of superposed plans corresponding to perimeter a indicated on figure 9.
The contour-interval of contour lines is 0.50 m.

(*a*) *Position in October* 1952.
(*b*) *Position in December* 1953.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

clichés photogrammétriques normaux n'est que de l'ordre de 20 secondes centésimales (correspondant à 3 mm vus à 100 m) au lieu de 1 seconde centésimale pour un théodolite de précision, genre T.3 Wild.

CONCLUSION.

D'une manière générale, les déplacements représentés par les exemples précédents sont très cohérents, ce qui rassure à la fois sur la qualité des mesures qui les ont mis en évidence et sur la santé des ouvrages observés.

On notera plus spécialement :

a. les effets de dilatation thermique particulièrement appréciables au barrage de Foum-el-Gherza par l'abaissement des repères entre l'été (barrage vide) et l'hiver (barrage plein);

b. le caractère généralement élastique des déformations, particulièrement net au barrage des Zardezas où les trois séries de mesures s'alignent suivant des directions sensiblement radiales;

c. les déformations des contreforts du barrage du Ksob où l'on observe lors du remplissage de la cuvette, un accroissement de l'angle mesuré entre leur semelle et leur parement aval.

Même l'anomalie constatée dans le déplacement du repère supérieur axial du barrage de Foum-el-Gherza, déplacement nettement inférieur à celui des repères voisins (*fig.* 1) s'explique parfaitement si l'on tient compte de la présence des évacuateurs de crues et de la tour de prise d'eau qui modifient le champ des contraintes autour de ce repère.

Cette bonne cohérence des resultats devrait permettre de poursuivre l'interprétation des déplacements observés, de façon à vérifier sur les ouvrages réels les hypothèses de calcul faites lors de leur construction et notamment d'obtenir des valeurs expérimentales des coefficients de dilatation et d'élasticité du béton et des roches d'appui.

A côté de l'auscultation des défauts éventuels des barrages ou de leurs fondations, cette possibilité de recalculer *a posteriori* les caractéristiques mécaniques et thermiques de leurs constituants fournit une ample justification aux efforts consentis pour mesurer avec précision les déformations des grands ouvrages.

RÉSUMÉ.

Les déformations et les déplacements d'un barrage et de ses appuis peuvent être mis en évidence par des observations relatives et par des mesures absolues.

Si les premières offrent l'avantage de donner instantanément des indications au moins partielles, seules les secondes peuvent donner des renseignements complets sur le comportement de l'ouvrage.

Encore faut-il que le réseau des mesures topométriques s'appuie sur des références stables et non susceptibles d'être influencées par des changements de situation de l'ensemble barrage-réservoir.

En choisissant judicieusement ces points de références et en vérifiant par des mesures appropriées la conservation de l'échelle et de l'orientation du réseau, on peut generalement atteindre des précisions de l'ordre de 0,5 à 1 mm dans la détermination de la position absolue des repères observés et de deux à quatre dixièmes de millimètre dans la mesure de leurs positions relatives.

Pour obtenir ces précisions de nombreuses précautions doivent être prises, notamment pour mettre les piliers d'observations à l'abri des influences thermiques et mecaniques et aussi pour réduire au minimum l'influence perturbatrice que certaines conditions atmosphériques ont sur les visées.

Ces précisions sont nécessaires pour qu'on puisse accorder une signification à des déplacements et des déformations dont l'amplitude elle-même ne depasse généralement pas un petit nombre de millimètres, comme le montrent les exemples des barrages de Foum-el-Gherza, du Ksob et des Zardezas, tous trois barrages en béton, respectivement des types voûte, voûtes multiples et poids.

Dans le cas du barrage des Zardezas cependant, l'observation simultanée d'un ancien glissement, affectant l'appui rive gauche, a permis de mettre en évidence par des mesures tant topométriques que stéréophotogrammétriques des déplacements atteignant plusieurs décimètres d'amplitude en un an.

SUMMARY.

The deformations and displacements of a dam and of its supports can be verified by relative observations and absolute measures.

If the first presents the advantage of giving instantaneously at least partial indications, the second only can provide complete information on the behaviour of the construction.

However the network of telemetric measures must necessarily rely upon stable datum-points, not apt to be influenced by situation modifications of the dam-reservoir system.

When choosing judiciously these datum-points and verifying by appropriate measures the conservation of the scale and the orientation of the measuring device, precisions ranging from 0.5 to 1 mm can generally be reached in the determination of the absolute position of observed markers and from two to four tenths of millimetre in the measurement of their relative positions.

To obtain these precisions many precautions are required especially for the sheltering from temperature and mechanical influences of the

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

observation pillars, and also to reduce to a minimum the perturbative influence of some atmospheric conditions on sightings.

These precisions are necessary in order to give a significance to displacements and deformations, the amplitude of which does not exceed generally a reduced number of millimetres, as shown by the examples of Foum-el-Gherza, Ksob and Zardezas dams, all three concrete dams, respectively of arch, multiple-arch and gravity type.

Yet in the case of Zardezas dam, the simultaneous observation of an ancient earth fall affecting the left bank support permitted to determine as well by topometric as by stereophotogrammetric measures displacements reaching several decimetres of amplitude in one year.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York. 1958.

152903-58 Paris — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 103

QUESTION N° 21

J. BELLIER,
G. MAUBOUSSIN
ET V. MLADYENOVITCH
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

DIVERS RENSEIGNEMENTS SUR LE COMPORTEMENT DU BARRAGE DU GAGE (*).

J. BELLIER,
Ingénieur-Conseil,

G. MAUBOUSSIN,
Directeur adjoint de Région d'Équipement hydraulique n° 8
à l'Électricité de France.

et V. MLADYENOVITCH,
Ingénieur au bureau A. C. J. B.

I. — SITUATION DE L'OUVRAGE.

Le barrage du Gage construit en 1953 par Électricité de France sur une petite rivière de la Haute-Loire, fait partie de l'aménagement de la chute de Montpezat. Dans cet aménagement les eaux du cours supérieur de la Loire et celles de deux de ses affluents : Le Gage et la Veyradère, sont captées et emmagasinées dans un lac naturel, le lac d'Issarlès. Par une galerie de 17 km de longueur traversant la barre

* *Some information on the behaviour of Le Gage dam.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

des Cévennes, suivie d'un puits blindé, elles sont conduites dans une usine souterraine, où elles actionnent deux groupes hydroélectriques; un canal de fuite, également souterrain, restitue les eaux dans la vallée de la Fontaullière, affluent de l'Ardèche, sous affluent du Rhône.

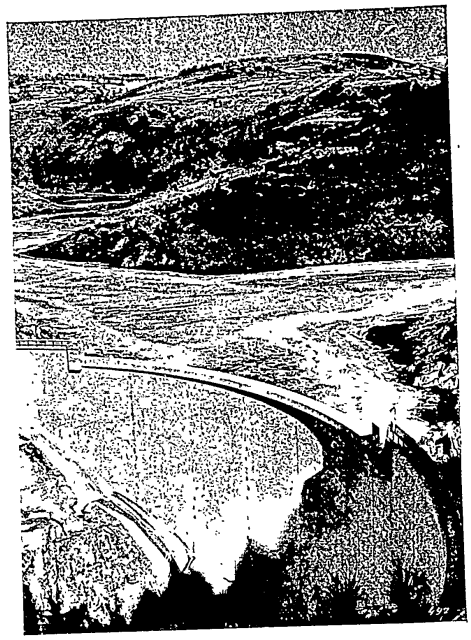


Fig. 1.

Barrage du Gage. Vue d'aval.

Gage dam. View from downstream.

La puissance totale installée est de 126 000 kVA et la production, en année moyenne, de 325 millions de kilowattheures.

II. — CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES.

Le barrage du Gage est connu des congressistes de 1955 à qui il a été présenté au cours des tournées à travers la France (1). Les photographies 1 et 2 et la figure 3 leur en rappelleront le souvenir.

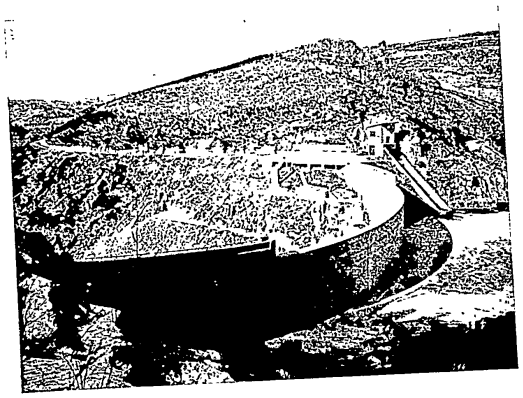


Fig. 2.

Barrage du Gage. Vue d'amont.

Gage dam. View from upstream.

Ses dimensions générales sont modestes avec une hauteur de 38 m, un développement en crête de 148 m et une capacité du réservoir de $3{,}4 \cdot 10^6$ m³. Mais il se distingue par sa minceur qui est encore sans équivalent. En effet, l'épaisseur pour un rayon amont de 65 m (rayon constant) n'est que 1,30 m dans le haut et ne passe qu'à 2,57 m à la base en clé, les naissances de ces derniers arcs étant, toutefois, légèrement engraissées. Autre indice de la minceur : la fatigue moyenne théorique du béton à la clé des arcs sous la charge d'eau est de l'ordre de 100 kg/cm², soit le double du maximum ordinaire même actuellement. Il s'agit donc d'un barrage expérimental.

Une telle expérience a été proposée et tentée en raison de ses promesses relativement aux projets futurs et en raison de la réunion sur

(1) *Voir* aussi Communication au Congrès de 1955 . n° C-19 et supplément à la *Revue Travaux*, n° 247, articles de MM. Mauboussin et Bellier.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

l'emplacement retenu de conditions éminemment propices. En effet, la vallée, relativement étroite, ne l'est pourtant pas d'une façon exceptionnelle, ce qui aurait enlevé de la généralité à l'expérience. D'autre part, les deux rives sont presque exactement symétriques, ce qui a simplifié le projet et donné plus de facilité dans l'interprétation des mesures. Enfin, le rocher de fondation, sans atteindre partout à la plus haute qualité, est, en moyenne, beaucoup plus que suffisant pour recevoir de fortes poussées.

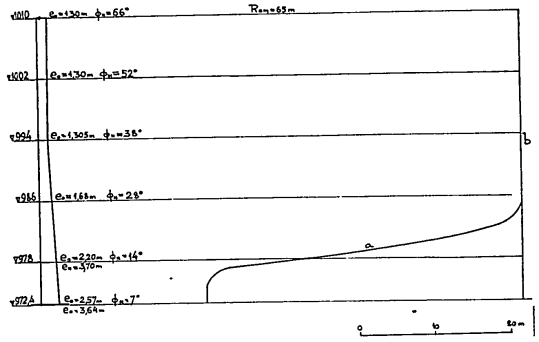


Fig. 3

Barrage du Gage.
Définition.

(*a*) Ligne des centres aval.
(*b*) Ligne des centres amont.
e_0, épaisseur en clé; e_n, épaisseur aux naissances.

Le Gage dam.
Définition

(*a*) *Line of downstream centers.*
(*b*) *Line of upstream centers.*
e_0, *thickness at crown* e_n, *thickness at abutments.*

D'un autre côté, les exécutants ont pu bénéficier de l'aide du chantier voisin du barrage de La Palisse, le plus important de l'aménagement notamment pour ce qui concerne l'étude préalable du béton et la préparation des agrégats, d'où une garantie d'homogénéité et de bonne résistance du matériau et un avantage économique sérieux.

Enfin, le débit modeste de la rivière, le faible volume de la retenue, la possibilité de vider rapidement sans réellement perdre toute l'eau ont rendu l'expérience moins coûteuse.

III. — DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL.

Pour pouvoir tirer de l'expérience tout le parti possible, on a opéré les mises en charge suivant un programme médité et on les a accompagnées de mesures extensives.

Deux opérations principales de remplissage surveillé ont été effectuées à six mois d'intervalle. Elles ont été sous la dépendance des débits de la rivière. Ainsi, la première, faite au cours de l'été 1954, au moment d'un étiage assez sévère, a-t-elle pris près de trois mois. Par chance, les inconvénients réels d'une telle lenteur ont été moindres qu'on avait pu craindre.

A l'inverse, le second remplissage n'a demandé qu'à peine deux jours grâce à la concomitance, inespérée et guère prévisible, d'une violente crue de fonte des neiges.

Les effets à moyen et long termes, dont la discrimination est, d'habitude, délicate, ont donc été nuls. Il s'est trouvé, au surplus, que les effets thermiques ont été négligeables, la masse de l'eau retenue ayant eu à peu près la température moyenne de la voûte après sa longue exposition à l'air hivernal sur les deux faces.

Enfin, on a soumis ultérieurement la voûte à une épreuve de surcharge en faisant monter le plan d'eau à 1,50 m plus haut que le seuil déversant qui a été obturé par une hausse en bois. C'est l'épaisseur de la lame d'eau pour la crue maximum la différence étant, toutefois, qu'en service normal il n'y aura pas de poussée sur le barrage sur la longueur du déversoir quel que soit le niveau. L'épreuve peut donc être considérée comme une épreuve à outrance.

Les mensurations pendant les divers essais ont porté d'une part sur les déformations géométriques, d'autre part sur les contraintes. Les premières ont été mesurées par les procédés topographiques habituels, certaines améliorations de détail procurant une grande rapidité dans la traduction des lectures en résultats chiffrés. Les repères sur l'ouvrage étaient répartis sur le parement aval aux nœuds du réseau arcs-consoles verticales considéré dans les calculs de résistance.

Dans le second ordre les observations ont été faites au moyen d'une centaine d'extensomètres à corde vibrante répartis, pour la plupart, entre les points estimés cruciaux de la voûte. Leur groupement en chaque point a permis la détermination des contraintes principales d'une part en direction, d'autre part en intensité, cette dernière au coefficient d'élasticité près. Plusieurs appareils ont aussi été placés dans la profondeur du rocher de fondation en vue de la comparaison de ses déformations unitaires avec celles du béton voisin. Enfin des extensomètres particuliers auscultaient des blocs de béton isolés en vue de la détermination du coefficient de dilatation thermique et des caractéristiques de retrait ou de gonflement hygrométrique du béton. Les résultats correspondants ont permis de corriger les lectures extensométriques courantes des effets de ces éléments parasites.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

IV. — CONCLUSIONS GÉNÉRALES.

On a donné précédemment, à l'occasion du Congrès de Paris 1955, quelques renseignements sur les résultats du premier remplissage. Ce n'était qu'une interprétation provisoire dans l'attente d'une étude plus approfondie de ces premiers résultats et du supplément d'information espéré des opérations ultérieures.

Compte tenu des deux remplissages principaux et de l'opération de surélévation du plan d'eau, ainsi que des mesures faites dans les intervalles ou depuis à titre de surveillance, on peut maintenant avancer les deux importantes conclusions générales suivantes :

D'abord que, si le premier remplissage a provoqué certains phénomènes d'adaptation, sur lesquels on reviendra plus loin, ce remplissage a suffi pour donner au barrage son assiette définitive. Dans les opérations suivantes les graphiques expérimentaux se développent sans accident notable, donnant l'impression d'un comportement élastique. Ils se sont même extrapolés régulièrement dans l'épreuve de surcharge de la voûte.

En second lieu, il s'est confirmé qu'à l'encontre des voûtes plus épaisses, celle du Gage ne travaille pratiquement pas à la température sur la plus grande partie de son développement. Ses flèches varient beaucoup avec les saisons mais ses contraintes d'arc restent pratiquement inchangées. Elles ne dépendent que de la charge d'eau.

Doivent, toutefois, rester du même ordre que dans tout ouvrage en béton exposé à l'air libre, les contraintes superficielles dues aux dilatations et contractions très rapides de la peau sous l'effet des variations diurnes de température, des alternances d'ensoleillement et d'ombre, de sec et de pluie, etc. Ces contraintes ne sont généralement pas considérées comme critiques.

Par ailleurs, dès la construction, la minceur s'était révélée bénéfique en procurant une diminution très marquée (de l'ordre des 1/5e) des contraintes de retrait et de refroidissement par rapport aux barrages d'épaisseurs classiques placés dans les mêmes conditions.

Pour ce qui est des fatigues thermiques la minceur procure donc un double gain Il compense dans une proportion notable, sinon décisive, l'augmentation de la contrainte moyenne sous la charge d'eau si bien qu'au total amincir un barrage voûte est moins osé qu'il n'est souvent objecté, c'est plutôt économiser sur la matière pour qu'elle travaille plus utilement.

V. — PARTICULARITÉS DE FONDATION.

Il convient aussi de s'arrêter un peu sur les résultats de l'auscultation comparative du rocher de fondation et du béton voisin.

La voûte du Gage, plus mince et travaillant plus qu'une voûte ordinaire promettait de dépendre davantage de sa fondation. Les fouilles ont donc été excavées avec soin mais sans précautions exagérées. Dans l'ensemble la roche s'est révélée saine et suffisamment dure sur tout le contour sauf quelques défauts, par exemple d'hétérogénéité, défauts ne nécessitant pas avec certitude un approfondissement de la fouille qui aurait eu, par ailleurs, des inconvénients de divers ordres.

Lors de la mise en charge la comparaison des extensomètres rocher avec ceux du béton voisin a montré, une fois de plus, que, suivant une observation présentée il y a une douzaine d'années, une fondation, même ordinairement dure se trouve, après préparation, toujours plus molle que le béton.

Ainsi dans le cas des meilleurs points et abstraction faite de la période initiale de plus grande déformabilité, la roche du Gage s'est montrée pas moins de deux à trois fois plus compressible que le béton. C'est le minimum trouvé sur les autres sites et l'on peut classer le rocher du Gage parmi les très bons. Néanmoins, il y a eu des endroits où le rapport a dépassé 12, ce chiffre étant donné sans préjuger de sa signification physique.

On notera qu'il s'agit là de chiffres obtenus dans une expérience en vraie grandeur et non de résultats, d'une valeur pratique incertaine, tirés d'un essai préalable par vérins auquel on peut reprocher d'être trop ponctuel.

D'autre part, les extensomètres ont mis en évidence la diversité des tassements et consolidations du terrain sous les charges suivant les différents points du barrage. Regardé de près le comportement du terrain n'a pas été homogène, ce qui aide à comprendre le comportement de la voûte. Sauf à un moment cela n'a pas influé sur sa tenue générale. La seule conclusion particulière qu'on doive en tirer semble être qu'il faut considérer comme insuffisamment poussée toute étude expérimentale d'un barrage voûte où l'on ne s'intéresserait qu'aux parties en béton et négligerait d'aller voir dans le terrain lui-même. La remarque vaut sans doute pour les autres sortes d'ouvrage d'art.

VI. — ADAPTATION DE L'OUVRAGE.

D'une façon générale toutes les fondations de barrage voûte tassent lors du premier chargement et il en résulte ce qu'on appelle l'adaptation de l'ouvrage. La fondation du Gage a suivi la règle. Mais l'ensemble de toutes les mesures a concordé pour signaler qu'en outre la partie inférieure de la rive gauche a été, dans le dernier quart du remplissage, le siège de tassements plus particulièrement marqués et étendus et en discontinuité avec les tassements antérieurs en cet endroit.

Pour la voûte le phénomène s'est traduit par une accentuation des flèches, par une redistribution des contraintes — surtout sensible au voisinage de la région en question — et, enfin, par une certaine fissuration du pied des consoles dans les derniers mètres de la pente rive

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

gauche et sur à peu près la moitié de la largeur de l'ancien lit de la rivière.

Signalée aussitôt par les extensomètres la fissure est restée insoupçonnable par simple examen de l'aval. Elle a été retrouvée à l'amont après vidange totale du réservoir mais il a été jugé inutile de l'obturer ou de la réduire car elle ne constitue qu'un accident mineur. Ce phénomène de suradaptation a été fugitif et la transformation du barrage était accomplie un peu avant que l'eau atteigne la cote normale de retenue (seuil du déversoir). A partir de ce moment, en effet, la voûte a retrouvé un comportement élastique, les diverses mesures reprenant les mêmes valeurs pour les mêmes états de chargement, de la vidange totale au remplissage total, et aussi souvent qu'on est revenu à ces états.

Autrement dit on aurait manqué de voir la consistance et l'ampleur du phénomène si l'on n'avait observé le barrage qu'une fois terminé le premier remplissage ou si le dispositif de mesure avait été plus lâche. Aussi bien a-t-on le souvenir d'avoir soupçonné sur d'autres ouvrages des évènements analogues mais sans avoir eu les moyens d'approfondir le cas. Il est à penser, toutefois, que la vivacité de toutes les réactions, conséquence de la minceur extrême, a dû rendre les choses plus observables ici.

VII. — CALCULS DU BARRAGE.

En raison de la valeur exemplaire du barrage du Gage, on s'était astreint à le calculer suivant les diverses méthodes usuelles, des plus simplistes aux plus complexes.

Il est intéressant de comparer les prévisions de ces calculs aux observations réelles. Parmi celles-ci on retiendra plus particulièrement celles qui concernent le second remplissage, opération qui fut rapide, non influencée par la température et au surplus postérieure à l'adaptation du barrage et à son établissement définitif dans un état élastique.

Suivant la plus rudimentaire des méthodes on s'inquiète seulement de la fatigue moyenne des arcs supposés être les seuls éléments porteurs et, dans le cas présent, la limite choisie était de 100 kg/cm². D'autre part, l'allongement unitaire moyen du béton en clé des arcs (moyenne des allongements unitaires à 0,25 m de chaque parement) n'a pas dépassé 450.10^{-6} dans le second remplissage. Si l'on adopte pour le coefficient d'élasticité du béton, ainsi qu'on sera amené à le faire plus loin, la valeur

$$E_b = 180\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

il y correspond une limite de la fatigue moyenne de

$$180\,000 \times 450\ 10^{-6} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

Le calcul simpliste donne au même endroit 90 kg/cm². Il n'aurait donc que peu surestimé la fatigue moyenne.

Plus laborieuses, les méthodes d'ajustement simplifiées (ajustement

radial de clé, etc.) qui sont parfois recommandées en vue d'une première approximation valable, se sont montrées, pour ce qui concerne la fatigue moyenne, convenables en clé, mais inadéquates partout ailleurs. De même inadéquates partout pour ce qui concerne les fatigues sur parement.

Quitte à ne déterminer que les fatigues de clé ou de reins, on peut préférer la méthode des arcs plongeants plusieurs fois décrite ailleurs qui, plus expéditive, s'est montrée aussi plus véridique pour ce qui concerne ces régions. On améliorerait sa performance en admettant une certaine résistance des consoles à l'extension, c'est-à-dire en supposant que la force de soulèvement vertical en clé peut excéder le poids propre.

Le principal calcul avait été effectué par la méthode d'ajustement la plus complète sous sa forme des tâtonnements de la Trial load method du Bureau of Reclamation. Il est apparu plus tard qu'on aurait eu intérêt à opérer un peu différemment pour éviter des écueils souvent inaperçus des calculateurs mais qui sont néanmoins dangereux pour les calculs de voûtes minces dont les résultats deviennent imprécis.

La figure 1 rapproche les flèches radiales mesurées sur l'ouvrage et les flèches calculées. Le rapprochement implique, pour les dernières, le choix d'une valeur pour le coefficient d'élasticité. La figure montre que la superposition est très convenablement obtenue pour $E = 180\,000$ kg/cm².

La valeur de E doit résulter, d'autre part, de la comparaison des contraintes calculées et des contraintes mesurées, lesquelles ne sont mesurées qu'à E près. La considération de la grosse influence des moments de flexion sur les contraintes en parement et de leur médiocre importance pour ce qui est du travail de la clé des arcs a conduit à s'intéresser surtout à la comparaison des contraintes moyennes en clé. Elle amène sensiblement à la même valeur $E = 180\,000$ kg/cm².

Il est à remarquer qu'on peut, en principe, tirer E de la seule expérience par la recherche de l'accord entre les déformations réelles de la voûte et les contraintes en tous points, lesquelles sont le produit des résultats extensométriques par le E à déterminer. La seule condition est que le comportement de l'ouvrage soit élastique, que voûte et fondation proche réagissent suivant les lois de la « résistance des matériaux ». L'examen des graphiques expérimentaux, la reproductibilité qu'on y découvre dans les résultats à partir du second remplissage, donnent une assurance suffisante que, dès ce moment, la condition s'est trouvée remplie pour l'ouvrage.

La comparaison des déformations tangentielles mesurées et calculées est moins satisfaisante que pour les déformations radiales.

Pour ce qui est des contraintes sur les parements amont et aval on se rapportera aux figures 5 et 6.

RÉSUMÉ.

Ouvrage d'une minceur exceptionnelle et où le taux de compression moyen atteint environ 100 kg/cm², le barrage voûte du Gage a été

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

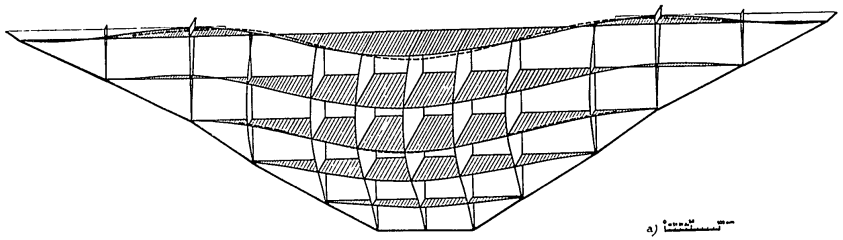


Fig. 4

Barrage du Gage.
Flèches radiales.

——— Calculées. E_b = 180 000 kg/cm².
– – – – Mesurées

Le Gage dam.
Radial deflections.

——— *Calculated, with* E_b = 180 000 kg/cm².
– – – – *Measured.*

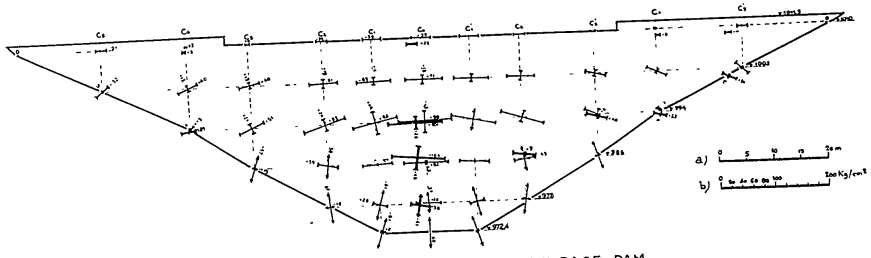


Fig. 5.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

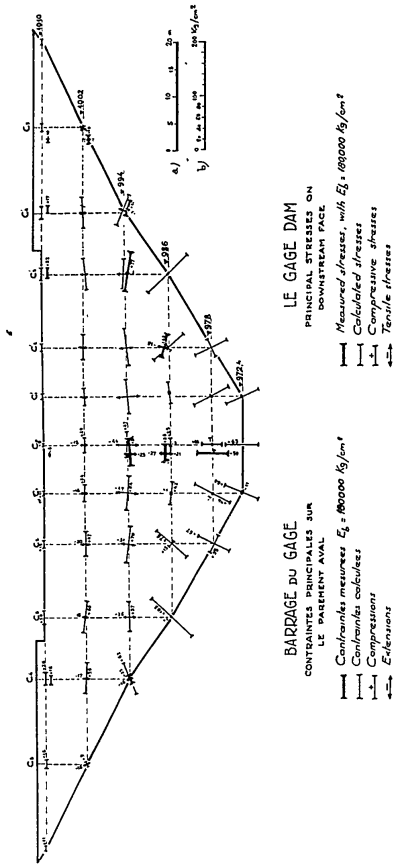


Fig. 6.

soigneusement etudié pendant la mise en eau et les opérations de vidange et de remplissage qui ont suivi.

Les déformations radiales, tangentielles et en altitude ont été déterminées par les procédés topographiques usuels mais améliorés dans les détails pour obtenir plus de rapidité dans les interprétations. Les contraintes ont été mesurées, au coefficient d'élasticité près, par une centaine d'extensomètres à corde vibrante. L'ensemble des mesures a comporté environ 10 000 lectures

Faute de pouvoir entrer dans le détail des très nombreuses conclusions d'importances diverses tirées de cet ensemble on notera du moins que l'ouvrage a parfaitement répondu à l'attente et aux espoirs de ses projeteurs et de ses constructeurs. Le comportement s'est révélé élastique, une fois obtenue une certaine adaptation de la fondation. Les taux de travail maximum du béton ont été de l'ordre de grandeur prévu. Les contraintes thermiques sont restées très faibles.

D'une façon générale, la distribution des contraintes sous la charge d'eau et les flèches correspondantes (sauf les déformations tangentielles) ont répondu aux prévisions des calculs avec à peu près le degré d'approximation attendu de chacune des diverses méthodes employées. La méthode classique d'ajustement par tâtonnements (Trial load method) ne s'est toutefois pas montrée aussi exacte que pour des voûtes d'épaisseurs plus conventionnelles.

SUMMARY.

Le Gage arch dam, an exceptionally thin structure where the average compressive stress is about 100 kg/cm², was carefully observed during the filling of the reservoir and the ensuing emptying and re-filling operations.

The radial, tangential and vertical deformations were determined by the usual topographical methods, with improvements in matters of detail so as to obtain more rapid interpretation. The strains were measured with the aid of about a hundred vibrating string acoustic strainmeters. About ten thousand readings were carried out.

As it is impossible to give a detailed account of the very numerous conclusions of varying importance which were drawn, it can at least be stated that the dam came up fully to the expectations and hopes of its designers and constructors. Once a certain adaptation of the foundations had been obtained, the structure behaved in an elastic manner. The maximum stresses of the concrete were of the order anticipated. The thermal stresses remained very low.

Generally speaking, the stress distribution and the corresponding radial deflections due to the hydrostatic pressure, except for the tangential deflections, fulfilled the anticipations of the calculations with about the degree of approximation expected from each of the methods

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

applied. The standard Trial Load Method did not however turn out to be as suitable for the case of Le Gage as for that of arches of more conventional thicknesses.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 104

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

P. FOUILLOUX
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LES CIMENTS POUZZOLANO-MÉTALLURGIQUES ET LES CIMENTS PORTLAND AUX CENDRES VOLANTES REBROYÉES, LIANTS DE GRANDE CLASSE PARTICULIÈREMENT ADAPTÉS POUR LA CONSTRUCTION DES GRANDS BARRAGES (*).

Pierre FOUILLOUX,
Ancien élève de l'École Polytechnique.

I. — CARACTÈRES ESSENTIELS DES CIMENTS UTILISABLES POUR LA CONSTRUCTION DES GRANDS BARRAGES. LES CIMENTS POUZZOLANIQUES; LES PREMIÈRES RÉALISATIONS DE MÉLANGES A BASE DE CENDRES VOLANTES.

La construction des grands barrages exige l'emploi de ciments très homogènes, à faible dégagement de chaleur d'hydratation, à retrait modéré, permettant de réaliser des bétons très maniables, aptes à durcir en présentant le maximum d'imperméabilité et le minimum de danger de fissuration.

(*) *Pozzolanic-metallurgical cements and portland cements with re-crushed fly-ash : first class binders particularly suitable for the construction of large dams.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Ces ciments doivent en outre assurer, notamment pour les parties de l'ouvrage qui requièrent le béton armé, une protection complète des armatures, et atteindre dans les délais voulus, des résistances mécaniques élevées (et par ailleurs largement suffisantes même dans le cas de dosages modérés).

Enfin ces ciments doivent permettre de procéder à des injections, de donner des bétons capables, le cas échéant, d'être coulés sous l'eau, et de résister au contact permanent d'eaux aggressives (par leur pureté, leur acidité ou leur teneur en sulfates solubles).

La totalité des conditions énoncées ci-dessus ne sont d'ailleurs pas exigibles pour tous les types de barrages, et les plus essentielles d'entre elles ont pu être remplies dans le passé par divers ciments, et en particulier par des ciments pouzzolaniques de bonne conception, réalisés avec des produits d'une « activité » incontestable.

La production industrielle de bons ciments aux pouzzolanes naturelles nécessite d'abord l'existence, à proximité des centres de production et de distribution, de gisements suffisamment abondants, homogènes, facilement exploitables, et donnant des produits doués d'une excellente activité, tout en n'exigeant pas de préparation trop onéreuse.

Certains pays sont privilégiés à ce point de vue :

C'est notamment le cas de l'Italie, qui possède sur son territoire d'abondants gisements de pouzzolanes d'origine volcanique, qui permettent la réalisation de très bons ciments.

Les liants aux pouzzolanes sont d'ailleurs des liants traditionnels en Italie, et ils doivent leurs qualités justement appréciées, non seulement à la valeur intrinsèque des constituants, mais aussi à une technique de préparation bien au point, et à des taux d'incorporation judicieusement choisis.

Aux États-Unis, les cimenteries ne fabriquent pratiquement que des portland; c'est pourquoi on a été conduit à les différencier en cinq groupes principaux, dont chacun comprend des liants destinés à des emplois bien définis.

Pour la construction des grands barrages, on utilise généralement les ciments du groupe II, à teneurs limitées en silicate tricalcique et en aluminate tricalcique; ces deux conditions permettent de réaliser des portland qui, d'une part, sont moins exothermiques que les autres portland, et d'autre part sont résistants aux eaux moyennement agressives.

Toutefois, il a été nécessaire, dans certains cas, *d'accroître la résistance chimique de ces ciments par des additions de pouzzolanes* préparées artificiellement, généralement des *schistes calcinés* (Stanton) : les ciments ainsi traités résistent non seulement à l'attaque des eaux très pures ou très sulfatées, mais aussi à la réaction alcali-agrégats; dans le cas d'emploi de cette pouzzolane, le résultat est d'ailleurs atteint même si l'on utilise un portland qui n'est pas du groupe II, quelle que soit sa

teneur en aluminate tricalcique, et sans tenir compte de sa teneur en alcalis.

Il est arrivé aussi, notamment pour les barrages comportant des bétons mis en place en grande masse, qu'on ait été amené à incorporer au mélange effectué sur chantier, des *farines de pierre* (silice ou calcaire broyés), concurremment avec le ciment portland : on voulait ainsi conserver au béton une compacité suffisante, tout en maintenant un dosage réduit en portland, non seulement pour économiser le liant, mais aussi pour diminuer l'échauffement du barrage lorsqu'on estimait que les réactions des portland du groupe II étaient encore trop fortement exothermiques.

Cette dernière méthode équivalait à l'emploi de ciments « chargés », ce qui présente des inconvénients : non seulement diminution notable des résistances mécaniques des bétons, mais réalisation de bétons non imperméables (même s'ils sont compacts), par ailleurs gélifs, peu résistants chimiquement, et doués d'une tendance particulière à la fissuration par retrait.

Pour remédier à tous ces défauts, *les techniciens américains ont eu le mérite d'utiliser pour la première fois, au lieu de farines minérales inertes, pour la construction des barrages, des* « Fly-Ashes », *ou* « Cendres volantes » *de centrales thermiques : il s'agissait de cendres « brutes », mélangées directement sur le chantier* aux autres éléments du béton.

Il ne s'agissait donc pas encore de l'emploi d'un ciment pouzzolanique préparé et homogénéisé en usine; néanmoins, la première grande réalisation de ce genre constitua un grand progrès sur les méthodes antérieures : ce fut la construction du barrage du « *Hungry Horse* », sur la rivière Flathead, dans le Montana occidental; ce barrage fut inauguré en 1952; 140 000 t de « fly-ashes », en provenance des centrales thermiques de la région de Chicago y avaient été utilisées, par substitution, dans le béton prévu, de 30 % de cendres à 30 % de portland.

Contrairement aux farines minérales inertes, les cendres volantes, grâce à leur pouvoir pouzzolanique très accusé, permettaient la fixation de la chaux libérée par le portland en cours d'hydratation, enrichissaient de ce fait le béton en produits hydratés cristallisés, ainsi qu'en gels colloïdaux s'opposant aux filtrations d'eau sous pression et aux diffusions de sels agressifs, tout en ne mettant en jeu que des réactions très peu exothermiques.

D'où la réalisation d'un béton plus étanche, plus résistant mécaniquement, et beaucoup moins sensible à l'action combinée des intempéries, des ambiances et des eaux de contact; l'ensemble de ces qualités assurent le maximum de durabilité à l'ouvrage.

Un autre avantage de l'emploi de cendres volantes dans la construction des barrages est assez particulier aux États-Unis, mais il vaut également pour de nombreuses régions de la France d'Outre-Mer : de nombreux gîtes à matériaux sont constitués par des agrégats très sensibles à une action fissurante due à la présence des alcalis du portland; ce sont en général des matériaux à base de silice amorphe et, d'une manière générale, des agrégats d'opale, d'andésite, d'obsidienne, de

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

calcédoine, de rhyolite, etc. : en présence des alcalis du portland, en employant un ciment aux cendres volantes, à effet pouzzolanique, il y a « solubilisation » des parties actives des cendres; les alcalis se trouvent donc fixés par la silice amorphe et l'alumine contenues dans les « fly-ashes »; il n'y a plus d'action nocive sur les agrégats.

Par ailleurs, les portland qui ont été associés aux cendres volantes donnent, après hydratation et durcissement, des produits qui sont bien moins sensibles à l'action hydrolysante des eaux pures et des eaux acides que les produits de l'hydratation des portland purs: outre la lenteur de l'hydrolyse des sels calciques, la présence des gels hydratés, qui se rencontrent dans les bétons dans lesquels des produits pouzzolaniques ont été introduits, confère à ces bétons une résistance mécanique et une imperméabilité absolument satisfaisantes.

Néanmoins, il convient de remarquer que la méthode américaine utilisée au « Hungry Horse », consistant à employer des cendres volantes *brutes, sur le chantier même*, concurremment avec le sable, et sans mélange préalable en usine avec le portland utilisé, présente certains inconvénients, limite les avantages qu'on est en droit d'escompter, et ne permet de bénéficier que d'une partie de l'activité potentielle des produits pouzzolaniques qui entrent en jeu.

Les cendres volantes brutes, qui comprennent de nombreux grains en forme de « *sphérules* », *dont la partie active est interne au grain, et ne peut être libérée ou rendue accessible que par broyage préalable*, sont de ce fait partiellement inactives, et, en tous cas, très lentes dans leur action. En outre, seul un mélange intime réalisé en usine (cendres sélectionnées), par broyage simultané avec le clinker, peut donner l'homogénéité indispensable, la finesse désirable, et le dosage précis des constituants.

C'est dans l'industrie cimentière française qu'a été prise l'initiative de préparer les ciments aux cendres volantes entièrement en usine, par incorporation directe aux clinkers, préalablement au broyage; pour la première fois, il a été alors possible de mettre en jeu toute la capacité de réaction des cendres volantes, et tout leur potentiel d'activité.

II. — PRÉCISIONS SUR LE POUVOIR POUZZOLANIQUE ET LES CARACTÈRES PARTICULIERS DES « CENDRES VOLANTES ».

Les cendres volantes possèdent les caractères généraux des pouzzolanes classiques, mais elles possèdent aussi des caractères particuliers qu'il s'agit de bien connaître, non seulement pour avoir un guide sûr dans les sélections nécessaires, mais aussi pour saisir l'importance particulière du broyage des cendres, qui est loin d'avoir pour but unique un simple accroissement de la finesse et de la surface de contact.

La préparation *en usine* de ciments aux cendres volantes, qui a pris naissance en France, n'est donc pas une simple question de production industrielle de ciments pouzzolaniques ayant une composition,

des propriétés et des qualités constantes; c'est cette réalisation en usine qui a permis de livrer des ciments aux cendres volantes d'une classe égale à celle des meilleurs ciments, en particulier au point de vue de la rapidité du durcissement, laquelle constitue une nouveauté essentielle vis-à-vis des ciments aux pouzzolanes classiques même broyées finement.

Aussi, avant de parler de la contribution française dans la réalisation de divers types de ciments particulièrement adaptés à la construction de grands barrages, convient-il de préciser le caractère pouzzolanique d'ordre général, et les caractères particuliers des « cendres volantes ».

On sait que c'est le dépoussiérage électrique effectué dans les centrales thermiques employant comme combustible le charbon pulvérisé, qui permet de recueillir des cendres légères et fines, qu'on désigne sous le nom de « Fly Ashes », ou « cendres volantes ».

Le pouvoir pouzzolanique des cendres brutes ainsi recueillies varie selon l'origine et la composition chimique de la houille, l'allure de la combustion et du refroidissement des cendres, leur teneur résiduelle en carbone imbrûlé, et leur finesse.

Rappelons que la propriété pouzzolanique d'un produit réside essentiellement, quelle que soit sa composition, dans son aptitude à fixer à froid, en phase aqueuse, plus ou moins de chaux (libre ou mise en liberté), dans un temps d'ailleurs plus ou moins long, à une température ambiante donnée. La propriété pouzzolanique résulte donc d'une composition chimique riche en produits acides, silice amorphe et sesquioxydes, pouvant être fixés directement par des bases, et pauvre par conséquent en produits basiques, chaux et magnésie, tant libres que combinés.

Les cendres volantes possèdent généralement la propriété pouzzolanique, souvent même à un haut degré (qui est en rapport direct avec leur teneur assez élevée en sesquioxydes, eu égard à leur teneur en silice amorphe); mais, en raison de leur microstructure très particulière, il *convient d'examiner et de caractériser le pouvoir pouzzolanique des cendres volantes au moyen de trois paramètres qui sont les suivants :*

— *Quantité totale de chaux qu'une cendre donnée est apte à fixer* à la température choisie (température ambiante normale), indépendamment du temps nécessaire à cette fixation totale;

— *Rapidité de fixation de la chaux*, c'est-à-dire relation entre le temps déjà écoulé et la quantité de chaux déjà fixée;

— *Résistance mécanique du produit durci*, quand la réaction de fixation de chaux est complète.

Le premier paramètre caractérise *la capacité* de la cendre volante, c'est-à-dire son pouvoir de fixation total; le second caractérise *la réactivité* de la cendre volante; quant au troisième, il caractérise *la qualité*, et, plus précisément, les performances, qui dépendent d'un complexe où interviennent la nature et la texture des éléments micrographiques

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de nature colloïdale, ainsi que la teneur en « carbone » résiduel et les caractères sous lesquels ce dernier se présente.

Ces trois paramètres ne dépendent donc pas au même titre des constituants actifs de la cendre volante et de leurs proportions respectives, ni de la teneur en constituants inertes, ni enfin de l'état physicochimique de l'ensemble des constituants.

Certaines particularités sont propres à l'un ou l'autre des trois paramètres ci-dessus :

- *La capacité* totale de fixation de la chaux dépend à la fois des proportions de tous les constituants actifs, silice amorphe, alumine et sesquioxyde de fer, mais dans une mesure différente pour chacun d'eux, elle dépend aussi de la proportion d'éléments inertes (y compris les imbrûlés) qui font masse et peuvent en outre gêner l'hydratation complète des éléments actifs. Par ailleurs, la capacité totale de fixation de la chaux, sans être autant intéressée par le degré de finesse des grains que la réactivité proprement dite, dépend néanmoins d'un minimum de finesse, qui doit être satisfait sous peine de voir une certaine fraction en profondeur de la partie active des grains échapper aux réactions.

Le broyage de la cendre influe également sur la capacité totale de fixation, car le broyage n'a pas seulement pour but et pour résultat d'accroître la surface de contact offerte aux réactions, mais surtout de rendre accessibles les zones internes actives des grains de cendre, ces zones actives étant souvent masquées et isolées par une « carapace » externe plus ou moins vitrifiée et présentant une forte inertie à l'entrée en réaction, en s'opposant à la dispersion dans la phase aqueuse ambiante, ainsi qu'à la pénétration ionique.

De la capacité totale de fixation dépend la détermination des proportions stœchiométriques des mélanges de portland et de cendres volantes, mais il faut s'empresser de noter que *ces proportions stœchiométriques ne constituent pas nécessairement le mélange idéal ou désirable*, tant au point de vue de la vitesse de durcissement, qu'aux points de vue des performances mécaniques et de la résistance chimique aux ambiances agressives.

— *La réactivité*, ou rapidité de fixation de la chaux, qu'il ne faut pas confondre avec la rapidité de durcissement dont elle n'est qu'un des éléments, est, pour le fabricant et l'utilisateur, un paramètre plus essentiel que la capacité totale de fixation par unité de masse de cendre volante, c'est en effet un paramètre sur lequel on peut agir, pour une cendre volante donnée, et son action est dominante pour certaines caractéristiques d'utilisation.

— Enfin *la qualité*, et plus précisément les performances mécaniques initiales et finales d'un ciment aux cendres volantes, en tant qu'elles dépendent de la valeur intrinsèque de la cendre, sont à examiner en les séparant des performances qui sont propres au ciment associé : on constate alors que *la qualité* de la cendre dépend, non seulement de son propre rapport alumine/silice, mais aussi du rapport alumine/silice du ciment qui lui est associé; d'où l'importance du choix du ciment lui-même, non seulement au point de vue de ses résistances, mais aussi de la composition de son clinker.

Ajoutons que la « qualité » de la cendre volante dépend aussi, à pourcentage égal de matière active qu'elle contient, de sa teneur en « carbone » imbrûlé, ainsi que des gels colloïdaux formés après l'hydratation complète.

III. — RÉALISATION DES PREMIERS CIMENTS AUX CENDRES VOLANTES FABRIQUÉS EN USINE : LES CIMENTS POUZZOLANO-MÉTALLURGIQUES.

Les propriétés pouzzolaniques de nombreuses cendres volantes provenant de centrales thermiques françaises ont été, sinon très peu connues, du moins très peu étudiées en cimenterie avant 1950; les rares ciments pouzzolaniques qu'on rencontrait dans notre pays étaient surtout destinés à des emplois spéciaux, tels que les travaux à la mer; les normes françaises ignoraient d'ailleurs les pouzzolanes, sauf comme matière d'addition à des ciments d'ordre secondaire; les pouzzolanes, y compris les cendres volantes, étaient négligées pour tous les emplois essentiels, contrairement au laitier granulé de haut fourneau, qui était depuis longtemps utilisé comme constituant de ciments normalisés, qui trouvent leur emploi pour d'importantes constructions, et qui sont préconisés pour tous travaux, y compris ceux en béton armé.

Les utilisations de ciments pouzzolaniques réputés, dans des pays voisins du nôtre, tels que l'Italie, l'Allemagne, étaient considérées, par nombre de nos techniciens, comme cas spéciaux, soit par suite de certaines sujétions relatives aux difficultés d'approvisionnement en combustible, soit en raison de la présence, dans le pays considéré, de gisements de haute qualité (pouzzolanes d'Italie, trass de Rhénanie); notre pays semblait *a priori* dépourvu de pouzzolanes suffisamment abondantes et suffisamment actives, à moins de recourir à une préparation préalable coûteuse, telle que la torréfaction; enfin on reprochait aux ciments pouzzolaniques la lenteur de leur durcissement initial et leur sensibilité initiale à la dessiccation dans les atmosphères un peu sèches.

En fait, on méconnaissait les ressources particulières des cendres volantes, comparées à celles des autres pouzzolanes, naturelles ou préparées; on n'était même pas loin de leur attribuer *a priori*, comme défaut supplémentaire présumé, un manque d'homogénéité dans leur composition chimique et dans leur activité, du fait de la diversité des houilles utilisées pour la fabrication des charbons pulvérisés, et de la variété d'équipement des différentes centrales thermiques de l' « Électricité de France » et des houillères françaises.

Il était donc indispensable, pour surmonter les préventions, que le premier ciment aux cendres volantes livré sur le marché français fût

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

un ciment étudié pour être au niveau des meilleurs ciments portland produits par l'industrie française.

Les premiers ciments de cette classe furent produits industriellement et livrés sur le marché dès 1951, sous le nom de ciments pouzzolano-métallurgiques : ce sont en effet des ciments ternaires comprenant à la fois du clinker, du laitier granulé et des cendres volantes, en proportions très étudiées (mais sans aucune addition d'adjuvant ou d'accélérateur quelconque).

L'étude de la composition optimum de ces ciments ternaires, et celle de leurs réactions d'hydratation sont évidemment plus complexes que celle de ciments binaires, laquelle présente déjà des difficultés, du fait que la meilleure composition n'est pas nécessairement celle qui correspond aux proportions stœchiométriques. Nous n'en parlerons d'ailleurs pas ici, et nous nous contenterons de noter que, dans les ciments pouzzolano-métallurgiques, le rôle principal de la cendre volante est bien celui d'une pouzzolane, comme dans un ciment pouzzolanique classique (la teneur en chaux totale combinée et en chaux libérable lors de l'hydratation est toutefois nettement moindre que celle des ciments pouzzolaniques ordinaires, et que celle des ciments métallurgiques les plus pauvres en clinker, car elle est inférieure à 45 % de chaux CaO).

La démonstration était donc faite des possibilités étendues d'emploi des cendres volantes en cimenterie, lorsqu'elles sont choisies, et surtout lorsqu'elles sont broyées, et mélangées en usine (et non sur chantier).

En résumé, dès 1951, il apparaît démontré que la vertu pouzzolanique propre aux cendres volantes, parfaitement broyées et homogénéisées dans le liant, grâce à des manipulations effectuées en usine, constitue plus qu'une nouveauté : c'est un véritable tournant dans l'industrie cimentière, sans doute comparable à celui qui a marqué l'utilisation en cimenterie des laitiers de haut fourneau granulés; on pouvait dès lors prévoir la fabrication d'autres ciments, de nature plus courante, mais de qualité comparable à celle des meilleurs ciments rencontrés sur le marché; c'est en particulier le cas des nouveaux ciments portland aux cendres volantes dénommés CPA-C et comprenant 80 % de clinker et 20 % de cendres : ces portland à 20 % de cendres sont en tous points comparables, au point de vue des emplois et des performances, aux portland purs CPA de la même classe de résistances (250/315) (et par conséquent aux ciments portland CPA-L, à 20 % de laitier, de la classe 250/315).

IV. — LES CIMENTS PORTLAND AUX CENDRES VOLANTES, DÉNOMMÉS CPA-C 250/315, ET HRI-C 315/400 (CIMENTS A HAUTE RÉSISTANCE INITIALE).

En 1956, soit cinq ans environ après le début de la fabrication industrielle des ciments pouzzolano-métallurgiques, apparurent sur le marché français les premiers ciments portland aux cendres volantes, de la

même classe de résistances que les portlands purs, fabriqués en usine par broyage simultané de 20 % de cendres volantes et de 80 % de clinker; ce sont les ciments dénommés CPA-C 250/315. Ces ciments CPA-C ne comportent en outre aucune addition de laitier; ce sont en effet des ciments normaux (et non des ciments de composition spéciale brevetée comme les ciments pouzzolano-métallurgiques). Les proportions de cendres volantes admises dans les ciments CPA-C sont d'ailleurs nettement inférieures aux proportions stœchiométriques correspondant à la capacité de fixation de la chaux par la cendre volante (la proportion de cendre admissible à ce titre serait en effet de l'ordre de 35 %, parfois un peu plus).

Les ciments portland à 20 % de cendres sont donc, en fait, intermédiaires entre les portlands purs et les ciments pouzzolaniques du type classique.

Ils gardent ainsi les caractéristiques générales des portlands purs, notamment en ce qui concerne les résistances mécaniques, la rapidité de durcissement, et l'absence de fixation d'une partie de la chaux libérée par l'hydratation des silicates du portland.

Toutefois, la présence d'une cendre volante choisie, broyée et homogénéisée avec le clinker, confère à ces ciments CPA-C des qualités supplémentaires non négligeables; à l'état anhydre, ces ciments ne contiennent pas plus de chaux totale que les ciments métallurgiques (54 %) : à ce titre, ils se différencient nettement, non seulement des portlands purs (CPA), mais aussi des portlands (CPA-L) à 20 % de laitier, malgré l'identité de leurs résistances mécaniques (250/315) : les ciments CPA-C ont donc une résistance chimique notable, bien qu'elle ne soit pas aussi grande que celle des ciments pouzzolano-métallurgiques, lesquels ne comprennent que de 40 à 43 % de chaux totale, selon le type, ni même que celle des ciments pouzzolaniques classiques, qui n'en comprennent que 46 à 48 %.

Mais il faut noter aussi, à l'avantage du portland CPA-C à 20 % de pouzzolanes, une maniabilité accrue pour les bétons, ainsi qu'une plus grande étanchéité.

Ces ciments portland à 20 % de cendres volantes jouissent de la particularité essentielle *d'avoir un retrait très faible*; ce retrait est très inférieur à celui qu'on peut constater dans les mêmes conditions d'ambiance, pour les autres ciments, qu'il s'agisse de portlands purs ou de ciments métallurgiques.

La confiance justifiée qu'a rencontrée le portland CPA-C auprès des utilisateurs s'est traduite dans les faits, non seulement par une utilisation générale de ce ciment pour tous travaux courants normalement exécutés avec du portland pur, mais aussi pour des travaux très importants tels que plusieurs ponts en béton précontraint donnant passage aux pistes de l'aérodrome d'Orly, au-dessus de l'autoroute du Sud de Paris.

Cette confiance a été consacrée officiellement par l'Administration

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

dans une circulaire du 5 août 1953 du Ministre des Travaux Publics et du Secrétaire d'État à l'Énergie. Le rapport joint à cette circulaire préconise notamment la mise en application d'une modification de la norme NF NOR P 15-302 relative au portland, par la création de nouveaux ciments portland de la classe supérieure de résistances 250 à 45, dont un ciment pouzzolanique comprenant de 15 à 35 % de cendres volantes actives.

De même, la nouvelle norme concernant les portlands doit prévoir la création de nouveaux ciments à haute résistance initiale, de la même classe que les ciments HRI actuels, et parmi ces nouveaux ciments figurent les ciments à Haute Résistance Initiale, dénommés HRI-C, comprenant une addition de 15 % de cendres volantes actives.

Avant de conclure, nous allons à présent exposer succinctement les principaux avantages qu'on peut escompter dans la construction des grands barrages, d'une part, en utilisant les ciments riches en cendres volantes et pauvres en chaux totale, tels que les ciments pouzzolano-métallurgiques, et d'autre part, en utilisant des ciments portland à teneur moyenne en cendres volantes, tels que les portland CPA-C, à 20 % de cendres volantes.

V. — AVANTAGES QUI RESSORTENT DE L'UTILISATION, POUR LES BÉTONS DESTINÉS AUX GRANDS BARRAGES, DES DIVERS CIMENTS AUX CENDRES VOLANTES EXISTANT SUR LE MARCHÉ FRANÇAIS.

Il existe deux ciments pouzzolano-métallurgiques : le CP-MF n° 1, de la classe de résistances 400-500, dont la teneur est exceptionnellement faible en chaux totale entièrement combinée (12 % au maximum en poids du ciment anhydre), le CP-MF n° 2, de la classe de résistances 450-550, qui est plus important, en raison de ses résistances mécaniques élevées, et qui est également très pauvre en chaux (15 % au maximum, en poids du ciment anhydre).

Le durcissement initial de ces ciments, contrairement à ce qui se passe pour les ciments pouzzolaniques ordinaires, est aussi rapide que celui des portlands, notamment en ce qui concerne le CP-MF n° 2, et il se poursuit plus longtemps, puisque le CP-MF n° 2 donne, au bout d'un mois environ, les résistances d'un portland à haute résistance initiale 400-500, et, au bout de trois mois, les résistances d'un portland super 450-500.

Au point de vue des résistances mécaniques, le CP-MF n° 2 est donc apte à être utilisé pour les bétons de grands ouvrages, aussi bien pour le béton armé que pour le béton précontraint.

Au point de vue de la résistance chimique, les ciments CP-MF résistent indifféremment aux eaux pures, aux eaux acides, aux eaux de mer, aux eaux sélénifères, ainsi qu'aux eaux magnésiennes, cette résistance chimique est due, *non seulement à la faible teneur en chaux, mais aussi à la rapidité de durcissement du ciment*. Et cependant, la chaux libérée par les silicates du clinker *n'est pas fixée instantanément* par la cendre volante, quelle que soit sa réactivité, même s'il s'agit d'un produit broyé très finement : cette fixation, un peu retardée, de la chaux libérée par la prise, est d'ailleurs commune à toutes les pouzzolanes, quelle que soit leur réactivité. Mais comme cette chaux diffuse très difficilement, et comme elle est très difficilement accessible, en raison de la structure gélifiée des produits de l'hydratation, il n'y a à craindre, même au début du durcissement, ni exosmose de la chaux formée, ni action dissolvante des eaux pures même acides, ni enfin action expansive due aux sulfates, ainsi que les essais de laboratoire et l'expérience l'ont démontré.

Ce retard à la fixation de la chaux (et aussi à sa carbonatation) est une *heureuse circonstance au point de vue de la conservation des armatures du béton armé*, et elle explique les résultats d'expérience : la conservation des fers dans le béton de ciment pouzzolano-métallurgique aux cendres volantes est identique à celle réalisée dans le béton de portland pur, même dans les ambiances très humides ou agressives : en effet, la chaux libérée et non encore fixée a largement le temps de former, au contact des armatures, la couche protectrice de ferrite de chaux, au même titre que dans le cas d'emploi du portland pur.

Cette protection est d'ailleurs renforcée par l'imperméabilité propre aux ciments riches en pouzzolanes actives, dont les gels limitent considérablement la vitesse de pénétration des éléments agressifs pour les armatures, c'est-à-dire, non seulement les sulfates, *mais aussi l'oxygène* dissous (dont la présence au contact du fer est nécessaire pour provoquer la formation de rouille).

Le peu d'oxygène qui serait susceptible de diffuser à la longue serait d'ailleurs fixé par les faibles quantités de polysulfures de calcium qui existent dans le laitier entrant dans la composition du ciment pouzzolano-métallurgique (le laitier possède de ce fait un certain rôle d'inhibiteur à la corrosion de nature électrolytique).

Il convient aussi de citer la maniabilité conférée aux bétons de ciment CP-MF, ainsi que l'onctuosité des pâtes et des mortiers; la maniabilité du béton, ainsi que sa cohésion due à sa plasticité, sont appréciables dans le cas d'emploi du béton pompé et du béton coulé sous l'eau; en raison de la finesse du ciment et de son onctuosité due à la cendre volante, ce ciment est également indiqué pour les injections dans les fissures, les extrados de galeries et les sols de fondation.

Malgré la finesse de ces ciments, les retraits demeurent du même ordre que ceux du portland et des HRI (portland à haute résistance initiale); si l'on n'expose pas ces ciments à une dessiccation prématurée ou trop rapide, les dangers de fissuration sont moindres, grâce à une faculté d'adaptation aux contraintes de retrait qui est particulière aux ciments préparés avec des pouzzolanes : *c'est ce que des auteurs tels que Blanks, Meissner et d'autres auteurs américains ont montré dans leurs études.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

A titre d'exemple, il convient de citer la construction des fondations profondes en pieux armés, ainsi que du tablier en béton précontraint, du grand pont exécuté en Afrique ces dernières années pour le franchissement de la lagune d'Abidjan, dont les eaux tièdes, saumâtres et acides sont particulièrement agressives; tous les bétons de cet ouvrage actuellement en service, ont été préparés avec du ciment pouzzolano-métallurgique n° 2.

Si nous passons à présent à l'examen des propriétés du ciment portland 250/315, à 20 % de cendres volantes, un certain nombre des remarques faites ci-dessus s'appliquent, notamment au point de vue des résistances mécaniques, de la protection des fers du béton armé, ainsi que de la maniabilité, qui est augmentée par rapport au portland pur; de même, les ciments portland CPA-C à 20 % de cendres volantes améliorent l'imperméabilité des bétons par rapport à ce qu'on obtient avec les portland purs.

Quant aux retraits des portland à 20 % de cendres volantes, il est facile de constater par l'expérience qu'ils sont notablement plus faibles que ceux des portland purs. Des comparaisons précises montrent, en effet, qu'à 7 jours le retrait des portland purs est supérieur de plus de 50 % à celui des portland à 20 % de cendres; à 28 jours, le retrait des portland purs est encore supérieur de 35 % à celui des portland à 20 % de cendres.

Si l'on tient compte en outre du fait que, d'une part l'allure du durcissement des portland purs et des portland à 20 % de cendres volantes est pratiquement la même, et que d'autre part la faculté d'adaptation des ciments aux cendres volantes est supérieure à celle des portland purs, on en tire la conclusion très nette que le *danger de fissuration des bétons à base de CPA-C* est franchement moindre que celle des bétons à base de portland pur.

Ce résultat, contrôlé, n'est pas un des moindres avantages de ces nouveaux ciments.

En définitive, les ciments pouzzolano-métallurgiques aux cendres volantes, ainsi que les ciments portland aux cendres volantes, conviennent aux grands travaux de barrages; la convenance est générale toutefois, dans le cas d'eaux de contact notoirement agressives, les ciments pouzzolano-métallurgiques sont particulièrement indiqués).

VI. — CONCLUSIONS.

Les ciments aux cendres volantes, soit qu'il s'agisse des ciments pouzzolano-métallurgiques, soit qu'il s'agisse de portland aux cendres volantes, ou de ciments à haute résistance initiale aux cendres volantes, réalisent, dans différents domaines, les performances nécessaires pour leur utilisation dans de grands ouvrages tels que les grands barrages.

Mais il convient de noter que ces avantages ne peuvent être obtenus pleinement par un emploi de cendres volantes brutes, mélangées sur chantier, quelle que soit la valeur intrinsèque de ces cendres.

Les mélanges, soigneusement contrôlés et dosés, doivent être effectués en usine; il est en outre indispensable de procéder à un broyage des cendres, simultanément avec le clinker (et les autres constituants essentiels, s'il y a lieu).

RÉSUMÉ.

La présente communication a pour objet de préciser la convenance particulière, pour les travaux de grands barrages, de deux types de ciments aux cendres volantes créés récemment en France.

Ces deux types de liants sont :

— *Les ciments du type pouzzolano-métallurgique*, et notamment le ciment dénommé CP-MF n° 2, de la classe de résistances 250/375;

— *Les ciments du type portland à 20 % de cendres volantes*, dénommés CPA-C, de la classe de résistances 250/315.

— Les ciments pouzzolano-métallurgiques sont des ciments ternaires, constitués par du clinker, du laitier et des cendres volantes, sans addition de produits accélérateurs. Leur composition est étudiée de manière à réaliser, simultanément, des ciments à hautes performances mécaniques, à faible dégagement de chaleur d'hydratation et à haute résistance chimique;

— Les ciments du type portland aux cendres volantes ne comprennent que 20 % d'addition de cette matière; ils appartiennent à la catégorie des portlands; ils donnent d'ailleurs les mêmes résistances mécaniques que les portlands purs de la classe de résistances la plus élevée, avec des avantages supplémentaires : notamment maniabilité améliorée, retrait hygrométrique très faible et moindre chaleur d'hydratation.

La communication précise par ailleurs les caractères essentiels auxquels doivent satisfaire les ciments destinés aux travaux de construction des grands barrages : faible chaleur d'hydratation, retrait modéré, plasticité, résistances mécaniques excellentes et résistance à l'agressivité des eaux de contact.

En ce qui concerne l'utilisation, comme pouzzolanes, de cendres volantes provenant de la combustion, dans les centrales thermiques, de charbon pulvérisé, il convient de citer leur premier emploi qui en a été fait aux U. S. A. pour la construction de grands barrages (Hungry Horse) . il a été utilisé un mélange de cendres brutes avec les éléments du béton effectué sur le chantier. De ce fait, le « potentiel d'activité » de ce type de pouzzolane n'a été que partiellement utilisé; les cendres volantes donnent des résultats très supérieurs quand elles sont *finement broyées* et que le ciment aux cendres volantes est préparé et homogénéisé en usine.

Les avantages de cette préparation se précisent en étudiant les divers paramètres qui influent sur le pouvoir pouzzolanique des cendres.

L'examen détaillé des caractéristiques concernant les deux types de ciments aux cendres montre leur parfaite convenance pour les bétons de grands barrages; il est à retenir en particulier que les ciments

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

portlands à 20 % de cendres volantes ont *un retrait nettement plus faible* que celui des portlands purs, ce qui a été mis en évidence par des essais précis.

SUMMARY.

This paper gives an account of two types of fly ash cement recently developed in France, which are eminently suitable for use in large dams.

These two types of binders are :

— *Pozzolanic-metallurgical cements*, specially CP-MF No. 2 cement, of the resistance class 250/375;

— *Portland cements with* 20 % *fly ash* designated CPA-C, of the resistance class 250/315.

Pozzolanic metallurgical cements are ternary cements composed of clinkers, slag and fly ash, without the addition of any accelerators. Their composition was worked out so as to achieve simultaneously cements with high structural strength, low heat of hydration and high resistance to the action of chemicals.

Cements of the Portland type, only comprising 20 % fly ash admixture These cements belong to the Portland category. Their structural strength is the same as that of pure Portland cements, of the highest category of resistance. They have further advantages : better handling qualities, very low hygrometrical shrinkage and lower heat of hydration.

The main characteristics to be fulfilled by cements for the construction of large dams are also detailed in the paper : low heat of hydration, moderate shrinkage, plasticity, excellent structural strength and resistance to corrosion by water.

Regarding the utilization as a pozzolanic substance of fly ash resulting from the combustion in thermal plants of pulverized coal, the first application made in the United States for large dam construction was at Hungry Horse. A mix of raw cinders and concrete aggregates was carried out on the job. The result was that the potential activity of this type of pozzolan could only be partially utilized. Fly ash gives much better results when *finely crushed* and when the fly ash cement is prepared and rendered homogeneous in the concrete plant.

Examination of the various parameters which influence the pozzolanic capacity of fly ash confirms the advantages of this preparation.

Detailed examination of the characteristics of the two types of fly ash cement shows their complete suitability for large dam concrete. It should be particularly noted that Portland cements with 20 % fly ash *definitely present less shrinkage* than pure Portland cement, a fact which was clearly revealed by accurate tests.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 105

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

A. AMMANN
(SWITZERLAND)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

RESEARCH ON THE INFLUENCE OF PUZZOLAN AND OTHER ADMIXTURES ON THE FROST-RESISTANCE OF CONCRETE (*).

ALPHONS AMMANN,

Dipl. Ing. Chem Dr sc. techn. E. T. H.,
Kaspar Winkler and Co, Proprietor Dr F. Schenker Winkler, Zürich
(Sika-Organisation).

Research of Messrs J. Orth, Ing. E. D. F. Chambery (1), M. Mary and M. Chapelle (2), O. Rambert and C. Racine (3), W. Czernin, laboratory of the austrian cement-manufacturers, Vienna (4) as other searchers are showing that the concrete's resistance, against the freezing and thawing-effect, is also influenced, in an important measure, by the cement. Former investigations of Messrs Dir. H. Böhmer and Dr A. Wogrin (5) on the frost-resistance of concrete with addition of

(*) *Recherche sur l'influence du pouzzolane et autres adjuvants sur la résistance au gel du béton*

(1) J. F. ORTH, *Influence of dosing and properties of cement on the frost-resistance of concretes* (*Fifth congress on big dams*, Paris, 1955, Report 95, p. 503).

(2) *Influence of the nature of cement on the frost-resistance* (*Fifth congress on big dams*, Paris, 1955, Report 87, p. 398).

(3) *Preliminary laboratory-tests on the concrete of the dam in Mauvoisin, seen under the angle of the influence of the fine elements, particularly of cement and some properties of concrete* (*Fifth congress on big dams*, Paris, 1955, Report 82, p. 365).

(4) *Results which have been submitted to the sub-committee on concrete*, Vienna, 1956.

(5) Private communication.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

'Puzzolan (austrian Trass) have shown deteriorating influence on the frost-resistance. The reasons of the different behaviour of the cements, specially of Portland-cements and Puzzolans, on the frost-resistance of concrete, are until today still unknown.

A smaller investigation on the influence of

a. cement;
b. cement-dosing;
c. age of the concrete at the beginning of the freezing;
d. Puzzolan;
e. admixtures having a plastifying and air-entraining effect,

on the frost-resistance of concrete, may be a contribution to these yet unsolved problems.

CONCRETE.

The tests were carried out with concrete manufactured with clean, washed, round aggregate with maximum-size of 30 mm diameter and the following grain-composition :

Diameter of the grain (mm).	Part (%).	Diameter of the grain (mm).	Part (%).
0-0.5	10	4-8	15
0.5-2	15	8-15	20
2-4	10	15-30	30

The manufacture of the concrete ensued by adding the components in parts of weight in the concrete-mixer. The mixing-time was 2 minutes. The aim was to obtain concretes having the same workability and this was determined, on one side, by checking the time during which the micro-concrete passed through a sieve with round holes of 15 mm, using the mortar plasticity measuring apparatus E. D. F. (6) and on the other side, the vibration-time of the loose concrete filled up in cubes of 20 cm by means of a plunge-vibrator. The measured times are registered in the colums 10 + 11 of the following Table 1. The specimen were prisms 12 × 12 × 36 cm, edgelength. The concrete has been filled in the forms and rammed by hand. The results of the fresh-concrete as well as the strengths of the hardened-concrete after 28 days are contained in the following Table 1. The curing of the specimen ensued in water at room-temperature.

(6) ORTH, BLONDEL and BERROD, *Interdependence of the cement, the aggregate and the air-entraining product on the frost-resistance of concrete* (*Fifth congress on big dams*, Paris, 1955, Report 94, p. 499)

TABLE 1.

Strength of the concrete.

Test No.	Cement content (kg/m³).	Cement	Admixture in % of the cement	W/PC (1)	Gauging-water (%).	Density fresh concrete kg/lit.	Air-content (%).	Workability Vibration-time (sec.) E. d. F. appar.	Workability Vibration-time (sec.) cube of 20 cm.	Strength at 28 days Flexural-strength. (kg/cm²).	Strength at 28 days Flexural-strength. (%).	Strength at 28 days Compressif-strength. (kg/cm²).	Strength at 28 days Compressif-strength. (%).
1	P 200	PC *He*	–	0.75	100	2.37	3.5	25	5 1/2	11.3	100	184	100
2			Frioplast 0.15	0.66	88	2.32	4.3	34	5	11.1	108	217	118
3			Trass 25.0	0.79	105	2.36	1.5	71	5	15.8	87	153	83
4			+ Frioplast 0.23	0.77	103	2.29	4.7	45	5	10.1	89	168	91
5		PC *Ou*	–	0.77	100	2.37	3.0	25	4	10.6	100	191	100
6			Frioplast 0.1	0.77	100	2.39	3.6	40	4 1/2	18.1	161	284	139
7			Trass 25.0	0.60	88	2.39	1.9	70	4 1/2	16.0	121	211	103
8			+ Frioplast 0.79	0.79	105	2.37							
9		Cement pozzolanico 550 Rt *Id.*	–	0.77	102	2.30	1.6	70	3 1/2	10.1	136	217	107
			+ Frioplast 0.18	0.73	100	2.38	2.7	42	4	11.0	100	177	100
10			Frioplast 0.1	0.67	93	2.36	2.7	51	5	12.8	111	200	118
11	P 250	PC *He*	–	0.66	100	2.38	2.0	25	4	16	100	258	100
12			Frioplast 0.15	0.58	88	2.32	1.9	40	4	13.5	116	260	101
13			Trass 25.0	0.68	104	2.37	1.3	97	5	12.8	89	184	71
14			+ Frioplast 0.25	0.66	100	2.32	2.7	85	4	10.7	88	197	76
15		PC *Ou*	–	0.66	100	2.37	2.1	26	3	13.2	100	254	100
16			Frioplast 0.15	0.58	88	2.37	3.9	34	4	16.6	125	316	123
17			Trass 25.0	0.68	104	2.37	2.1	91	4	18.2	90	266	93
18			+ Frioplast 0.2	0.66	100	2.31	3.8	88	5	15.6	89	338	119
19		Cement pozzolanico 550 Rt *Id*	–	0.63	100	2.40	2.1	32	3 1/2	30.1	100	235	100
20			Frioplast 0.15	0.50	91	2.37	3.9	41	4 1/2	31.6	134	284	120

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

CEMENTS, PUZZOLAN.

Two Swiss Portland-cements were used for the investigation, the cement *On* being a revolvingkiln-cement and the cement *He* a shaftkiln-cement. As third binder, we used Cemento pozzolanico, an Italian Puzzolan-cement, which contains, according to the informations of the factory, 25 % Puzzolan, 62 % Portland-cementclinkers and 3 % Gypsum. The chemical analysis of the cements gave the following results.

a PC On Specific weight = 3.18

		Clinker-composition calculated according to Bogue	
CaO	61.0 %		
SiO_2	19.—	$(CaO)_2SiO_2$	35.6 %
Fe_2O_3	3.1	$3CaO.SiO_2$	51.1
Al_2O_3	6.—	$3CaO.Al_2O_3$	14.8
MgO	1.0	$4CaO.Fe_2O_3.Al_2O_3$	10.6
SO_3	2.1	$CaSO_4$	2.1
Glow-loss	2.6		
Insoluble substance	1.2		
	99.8 %	Free lime CaO	1.5

b PC He Specific weight = 3.07

		Clinker-composition calculated according to Bogue	
CaO	60.0 %		
SiO	19.5	$3CaO.SiO$	41.9 %
Fe_2O_3	2.6	$2CaO.SiO$	31.1
Al_2O_3	5.6	$3CaO.Al_2O$	7.8
MgO	1.9	$4CaO.Fe_2O.Al_2O$	7.9
SO	2.—	$CaSO_4$	3.6
Glow-los-	6.—		
Insoluble substance	1.6		
	99.6 %	Free lime CaO	2.9

c Cemento pozzolanico Marc type 500 Bl Specific weight = 2.92

Complete analysis		Composition of the PC-clinkers calculated		of the clinkers according to Bogue	
Insoluble substance (at °C)	32.2 %	-		C S	25.6 %
CaO	36.2	56.0 %		C S	31.8
SiO_2	19.8	19.7		C A	13.3
Fe_2O_3	1.6	2.4		C AF	7.3
Al_2O_3	4.3	6.6		$CaSO_4$	1.9
MgO	1.5	2.3			
SO_3	0.7	1.1			
Glow-loss	4.5				
H_2O at 110°C	1.03				

PUZZOLAN.

The Puzzolan of the cemento pozzolanico which has been directly ground together with PC-clinker to Puzzolan-cement is an Italian material coming from South-Italy.

The Puzzolan which has been used during the manufacture of the concrete, in the quantity of 25 % of the cements (i. e. 75 % PC + 25 % Puzzolan), was a Trass of Austrian origin.

ADMIXTURE TO THE CONCRETE.

The used concrete-admixture which is plastifying as well as air-entraining, was Frioplast. This product has been used as admixture for more than 40 big dams in order to obtain a better workability, strengt hand frost-resistance of the concrete.

FROST-RESISTANCE.

The testing of the frost-resistance was carried out on prisms 12 × 12 × 36 cm (two specimen for each serie) the concrete of the first serie being 28 days old and the concrete of the second serie 56 days old when the freezing and thawing cycles started. The freezing was carried out in a refrigerator at — 25° C followed by thawing in water of + 15 to + 20° C. The cycles of frost and thawing occured continually after 5-5-14-5-5-14 h. The influence of the freezing and thawing has been observed by determination of the E-Modul according to the resonance-method (Apparatur H. Kottas, Vienna). The results of the freezing and thawing cycles are shown in the following Table 2 and drawn graphically on pictures 1-5.

The tests show that :

1. The cements of the same type, as for example, Portland-cements as well as the cement-dosing have a great influence on the frost-resistance of concrete. Whilst concrete P 200 with cement *He* already shows after 30-40 freezing-cycles a fall of the E-modul down to 50 % (picture 1, curve 1), the same concrete with the cement *On* shows after 80 freezing thawing cycles only an unimportant fall of the E-Modul (picture 3, curve 5). The age of the specimen influences as well the frost-resistance of the concrete. The prisms which were 56 days old when the frosting started, show however a better frost-resistance than those which were 28 days old. The E-Modul curves of the 56 days old tests, which were submitted to frost, are always drawn above (stippled line) those of the E-Modul curves of the 28 days old tests (drawn out line).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE 2

Comparison of the results of the frost-tests.

Trial No	Cement content kg/m³	Cement	Admixture	E-modul at 28 days before frosting (t/cm²)	(%)	E-modul after number of the frost cycles. 10 (t/cm²)	(%)	20 (t/cm²)	(%)	30 (t/cm²)	(%)	40 (t/cm²)	(%)	50 (t/cm²)	(%)	60 (t/cm²)	(%)	70 (t/cm²)	(%)	80 (t/cm²)	(%)	90 (t/cm²)	(%)	100 (t/cm²)	(%)
1.....	P 200	Pt *Hc*	—	384	100	328	85	274	71 1/2	225	59	212	55	176	46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2. ..		»	Frioplast	396	103	357	90	329	83	316	80	314	79	297	75	296	75	293	74	—	—	—	—	—	—
3. . .		»	Trass	377	100	217	57	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4...		»	Trass + Friopl	353	100	333	94	338	96	338	96	342	96 1/2	344	97	349	99	358	99	359	99	—	—	—	—
5. ...		Pt *On*	—	391	100	351	92 1/2	356	91	355	91	360	92 1/2	360	92 1/2	361	92 1/2	365	93 1/2	367	94	—	—	—	—
6.....		»	Frioplast	438	100	413	94	412	94	412	94	417	95	417	95	425	97	435	99	435	99	—	—	—	—
7.....		»	Trass	397	100	338	86 1 2	339	86 1 2	324	81	323	83	325	83 1/2	312	80	310	79 1/2	300	77	—	—	—	—
8.....		»	Trass + Friopl.	384	100	370	96 1/2	372	97	375	98	370	96 1/2	370	96 1/2	370	96 1/2	369	96 1/2	—	—	—	—	—	—
9 .		Cemento pozzolanico 550	—	375	100	330	88	295	81 1 2	313	83 1 2	317	84 1/2	314	83 1/2	324	86	—	—	—	—	—	—	—	—
10		Cemento pozzolanico 550	Frioplast	410	100	391	95 1/2	386	94 1 2	386	94 1 2	385	94 1/2	386	94 1,2	386	94 1/2	—	—	—	—	—	—	—	—
11 ...	P 250	Pt *II*	—	404	100	392	97	388	96	379	94	374	92 1/2	373	92	378	93 1,2	378	93 1/2	381	94	382	94	—	—
12.. ..		»	Frioplast	410	100	394	96	385	94	385	94	378	92	380	92 1 2	381	92 1/2	390	95	389	95	—	—	—	—
13.....		»	Trass	383	100	218	57	204	54	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14.... .		»	Trass + Friopl	372	100	351	94 1/2	357	96	354	95	359	96 1/2	359	96 1/2	359	96 1/2	360	97	360	97	362	97	—	—
15....		Pt *On*	—	415	100	392	94 1/2	388	93	391	94	394	95	394	95	396	95 1/2	400	96 1/2	408	98 1/2	—	—	—	—
16.		»	Frioplast	442	100	438	99	437	99	437	99	442	100	442	100	444	100 1/2	446	101	458	103	—	—	—	—
17.. .		»	Trass	418	100	398	95	398	95	397	95	395	94	396	94 1/2	392	93 1/2	396	91 1/2	351	87 1/2	—	—	—	—
18. . .		»	Trass + Friopl	385	100	370	96 1/2	369	96 1/2	371	96 1 2	368	96	367	96	360	93 1/2	366	95	—	—	—	—	—	—
19... .		Cemento pozzolanico 550	—	397	100	384	97	380	96	384	97	384	97	390	98	380	96	390	98	—	—	—	—	—	—
20. ...		Cemento pozzolanico 550	Frioplast	433	100	406	94	406	94	410	95	412	95 1/2	411	95	409	95	—	—	—	—	—	—	—	—

Trial No.	Cement content kg/m³	Cement	Admixture.	E-modul by the frost beginning 56 days old (t/cm²)	(%)	E-modul after number of the frost cycles 10 (t/cm²)	(%)	20 (t/cm²)	(%)	30 (t/cm²)	(%)	40 (t/cm²)	(%)	50 (t/cm²)	(%)	60 (t/cm²)	(%)	70 (t/cm²)	(%)	80 (t/cm²)	(%)
1 *a*	P. 200	Pt *Hc*	—	402	100	378	96	362	90	358	89	359	89	352	88	352	88	—	—	—	—
2 *a*..		»	Frioplast	413	100	389	92	378	91	382	92	382	92	382	92	385	92	—	—	—	—
3 *a* ..		»	Trass	399	100	210	52 1/2	196	49	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4 *a* .		»	Trass + Friopl	373	100	333	89	338	90	355	92 1 2	348	93	351	92	350	94	—	—	—	—
5 *a*...		Pt *On*	—	407	100	398	98	398	98	398	98	398	98	402	99	409	99	—	—	—	—
6 *a*. .		»	Frioplast	445	100	430	97	427	96 1/2	424	96	423	96	435	98	—	—	—	—	—	—
7 *a* .		»	Trass	401	100	380	95	380	95	387	97	392	98	387	97	—	—	—	—	—	—
8 *a* ..		»	Trass + Friopl	392	100	370	94 1/2	365	93 1/2	371	95	372	95	—	—	—	—	—	—	—	—
9 *a*. .		Cemento pozzolanico 550	—	406	100	378	93	376	93	373	92	378	93	—	—	—	—	—	—	—	—
10 *a* .		Cemento pozzolanico 550	Frioplast	425	100	404	95	406	95 1/2	400	94	400	94	—	—	—	—	—	—	—	—
11 *a*...	P 250	Pt *Hc*	—	414	100	400	97	398	96	396	95 1 2	396	95 1/2	396	95 1/2	400	97	406	98	—	—
12 *a*...		»	Frioplast	428	100	406	95	405	95	404	95	413	96 1/2	406	95	409	95 1/2	—	—	—	—
13 *a*..		»	Trass	407	100	224	55	220	54	185	46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14 *a*		»	Trass + Frioplast.	379	100	352	93 1/2	352	93 1/2	358	95	362	96	354	94	364	96	—	—	—	—
15 *a*..		Pt *On*	—	417	100	407	97 1/2	405	97	406	97	408	98	420	100 1/2	420	100 1/2	—	—	—	—
16 *a* .		»	Frioplast	453	100	444	98	449	99	445	98	444	98	451	99 1/2	—	—	—	—	—	—
17 *a*		»	Trass	422	109	412	98	412	98	412	98	408	97	401	96	—	—	—	—	—	—
18 *a*		»	Trass + Friopl	394	100	378	96	378	96	378	96	376	95 1/2	—	—	—	—	—	—	—	—
19 *a* ..		Cemento pozzolanico 550	—	414	100	394	95 1/2	390	94 1/2	385	93	387	93 1/2	—	—	—	—	—	—	—	—
20 *a*		Cemento pozzolanico 550	Frioplact	436	100	422	97	426	98	422	97	421	97	—	—	—	—	—	—	—	—

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2. The admixture of 25 % Puzzolan (Trass) has a catastrophic influence in connection with PC *IIe*, as the E-Moduls with P 200 as well as with P 250 are already falling down to 50 % after 10 freezing-cycles (figure 2). The frost-resistance of PC *On* with admixture of Trass has also been decreased but to a much smaller degree than with PC *IIe* (figure 4). The double hardening time before the frost-

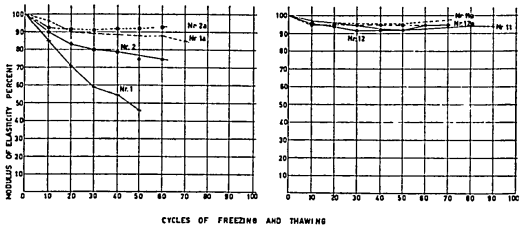


Fig. 1.

Frost-resistance of concrete with portland-cement *IIe*.

\+ ——— without admixture, Frost beginning after 28 days No. 1 and 11.
○ ——— with Frioplast, » » » 28 » 2 » 12.
\+ ------ without admixture, » » » 56 » 1 *a* » 11.
○ ------ with Frioplast, » » » 56 » 2 *a* » 12 *a*
Cement-content 200 kg/m³. Cement-content 250 kg/m³.

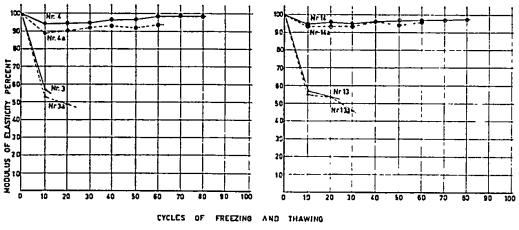


Fig. 2

Frost-resistance of concrete with portland-cement *IIe* and 25 % puzzolan (trass).

\+ ——— without admixture, Frost beginning after 28 days No. 3 and 13.
○ ——— with Frioplast, » » » 28 » 4 » 14.
\+ ------ without admixture, » » » 56 » 3 *a* » 13 *a*.
○ ------ with Frioplast, » » » 56 » 4 *a* » 14 *a*.
Cement-content 200 kg/m³ (25 % Trass). Cement-content 250 kg/m³ (25 % Trass).

beginning, 56 days instead of 28 days, has not a better influence. The better frost-resistance of the Portland-cement *On* compared with the Portland-cement *IIe*, also appears in connection with Puzzolan. The concrete with Puzzolan-cement *Rn* shows a comparatively good frost-resistance (*fig.* 5).

In using a Puzzolan-material, the frost-resistance of concrete can,

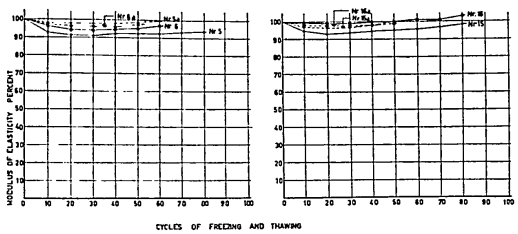


Fig. 3.

Frost-resistance of concrete with portland-cement *On*.

\+ ——— without admixture, Frost beginning after 28 days No. 5 and 15.
○ ——— with Frioplast, » » » 28 » 6 » 16.
\+ ------ without admixture, » » » 56 » 5 *a* » 15 *a*.
○ ------ with Frioplast, » » » 56 » 6 *a* » 16 *a*.
Cement-content 200 kg/m³. Cement-content 250 kg/m³.

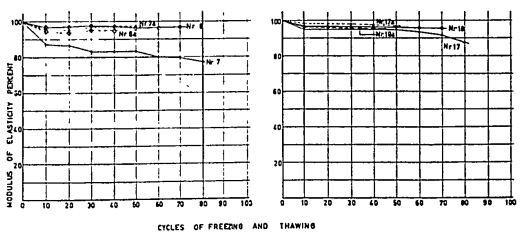


Fig. 4.

Frost-resistance of concrete with portland-cement *On*. and 25 % puzzolan (trass).

\+ ——— without admixture, Frost beginning after 28 days No. 7 and 17.
○ ——— with Frioplast, » » » 28 » 8 » 18.
\+ ------ without admixture, » » » 56 » 7 *a* » 17 *a*.
○ ------ with Frioplast, » » » 56 » 8 *a* » 18 *a*.
Cement-content 200 kg/m³ (25 % Trass). Cement-content 250 kg/m³ (25 % Trass).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

in connection with a cement which is less resistant against frost, even with higher cement-dosings, become worse to an important degree

As with the Italien Puzzolan-cement a good frost-resistance is obtained, one can conclude that this is due to the mixing of Puzzolan to a P. C. with good frost-resistance and that the used Puzzolan does not affect, the frost-resistance as much as Trass.

One must admit, that the influence of Puzzolan on the frost-resistance of concrete can also vary according to the composition and origin of the Puzzolan. The cause of the important decreased frost-resistance of a Puzzolan of determined composition and origin added to PC, can only be shown by extended tests with Puzzolans of different origin. (Such an investigation is in course.)

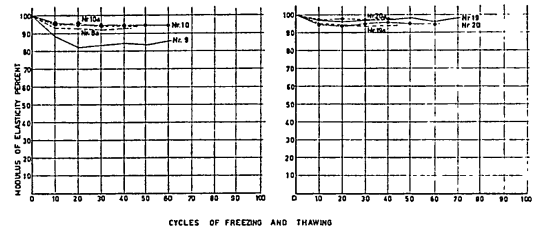


Fig. 5.

Frost-resistance of concrete with puzzolan-cement *Rn*.

+ ——— without admixture, Frost beginning after 28 days No. 9 and 19.
○ ——— with Frioplast, » » » 28 » 10 » 20.
+ ------ without admixture, » » » 56 » 9 *a* » 19 *a*
○ ------ with Frioplast, » » » 56 » 10 *a* » 20 *a*
Cement-content 200 kg/m³. Cement-content 250 kg/m³

It is astonishing how the low frost-resistance of concrete with Trass-addition can be improved by using Frioplast, a plastifying and air-entraining concrete-admixture. The frost-resistance of the concrete P 200 with addition of Frioplast, is even better than the frost-resistance of the concrete P 200 without Trass. The bad influence on the freezing-resistance of Puzzolan can be supressed in using the admixture AE, Frioplast (figure 2).

3. The age of the concrete at the beginning of the freezing (28 or 56 days) has not a great influence on the frost-resistance of the concrete as well as on the concrete where Puzzolan has been used.

4. The insufficient frost-resistance of concrete with non frost-resisting cements or mixtures with Puzzolan can be completely improved through the air-entraining product Frioplast.

SUMMARY.

The cements and Puzzolans obtainable on the market, influence in different ways the frost-resistance of concrete. A bad frost-resistance of a cement, especially as the consequence of a Puzzolan-mixture, can be entirely improved by using the AE product Frioplast.

RÉSUMÉ.

Les ciments ainsi que les pozzolans influencent la résistance au gel du béton de différentes façons. Une mauvaise résistance au gel causée aussi bien par un ciment, en particulier à la suite de l'addition de pozzolan au mélange, peut être éliminée par l'emploi du produit AE, Frioplast.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 106

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

H. JUILLARD
(SUISSE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

OBSERVATIONS DES CONTRAINTES ET DÉFORMATIONS DANS LES BARRAGES, LEURS FONDATIONS ET LEURS APPUIS (*).

Henri JUILLARD,
Ingénieur-Conseil, Berne.

Congrès après congrès, la question du contrôle des contraintes réelles des grands barrages en service reste à l'ordre du jour. Le but poursuivi — le dimensionnement de nouveaux barrages, sur la base de données de plus en plus précises — exige, en effet, le rassemblement d'une quantité considérable de résultats d'expériences et d'observations.

Le problème de la détermination des contraintes subies par un barrage et ses appuis, présente de très grosses difficultés, si l'on escompte obtenir des résultats suffisamment précis pour qu'ils puissent servir de test, qui aient la même valeur que les essais qu'on fait subir à un pont ou un autre ouvrage important du génie civil, dont on veut déterminer la sécurité effective.

Ces difficultés ressortent de trois domaines principaux, la statique, les instruments d'observation et la technologie des matériaux, sans compter la somme de travaux délicats et désintéressés que nécessitent de telles recherches.

(*) *Observation of stresses and deformations in dams and in their foundations and abutments.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le présent rapport relate, en premier lieu, les résultats d'observations effectuées au barrage de l'Oberaar, dont la construction, terminée en 1953, avait été décrite dans le Rapport n° 55 (*Bilan économique et sécurité des barrages en béton*) établi pour le cinquième Congrès des Grands Barrages. Les considérations, qui y sont jointes, forment la suite des études plus générales, relatées dans le Rapport n° 56 (*Tassement des barrages dû à la compressibilité du béton ou de la fondation*), également présenté au cinquième Congrès des Grands Barrages.

Le barrage de l'Oberaar est du type gravité. Le but du contrôle de sa déformation propre et de celle de ses fondations n'était, par conséquent, pas de vérifier le calcul statique des contraintes. Il en était d'autant plus tentant d'utiliser les résultats des observations très précises, qui ont été effectuées à l'Oberaar, pour analyser les déformations effectives d'un barrage, dans le cas de conditions statiques relativement simples, en tous cas bien déterminées. Le fait qu'un barrage gravité ne pose pas de problèmes hyperstatiques ne diminue en rien l'intérêt général que peut présenter la recherche de ses déformations. Au contraire, toutes les déductions relatives au comportement du béton du barrage et de la roche des appuis qu'on pourra en tirer n'en seront que plus précises et auront d'autant plus de poids.

Lorsque les propriétés technologiques du béton et de la roche d'appui d'un barrage hyperstatique sont bien connues, il est toujours intéressant de contrôler, par des mesures de déformations, si le calcul a bien tenu compte de la complexité du problème statique. Mais cette comparaison ne saurait avoir en même temps pour objet d'élucider les bases mêmes sur lesquelles le calcul statique doit reposer. On ne peut, en effet, vouloir simultanément résoudre autant d'inconnues.

MESURES EFFECTUÉES AU BARRAGE DE L'OBERAAR.

Le but primordial des observations est de permettre de suivre et, éventuellement, d'élucider les causes de déformations progressives que pourrait subir, avec le temps, le barrage de l'Oberaar ou ses fondations.

A cet effet, il est fait usage de pendules, installés dans six des 28 joints de construction transversaux du mur. Il est procédé, en outre, à des mesures de longueur sur une distance de 320 m le long d'une berme horizontale du parement aval à la cote 2 281 m, soit 22 m au-dessous du niveau maximum de la retenue (2 303,00 m).

Les déformations non élastiques constatées sur divers barrages, après leur première mise en charge, sont, dans la plupart des cas, principalement le fait de la roche des appuis. Il était donc intéressant d'essayer de déterminer, le plus exactement possible, la déformation de la fondation d'un barrage suivant sa coupe transversale. Le barrage de l'Oberaar se prêtait très bien à une telle recherche, grâce à ses joints de construction ouverts qui sont accessibles jusqu'aux fondations et jusqu'à une distance de 7 m du parement amont.

A cet effet, on a choisi le joint 5, qui n'est pas le plus profond, mais permettait, par un nivellement de précision, le raccordement des mesures effectuées à l'intérieur du barrage à des points situés à une distance de 350 m du pied de l'ouvrage. Les observations dans le joint en question servent à déterminer les déformations suivant une coupe horizontale, directement au-dessus de la fondation. De plus, un second dispositif de mesure parallèle au premier, mais situé 27,50 m plus haut, permet

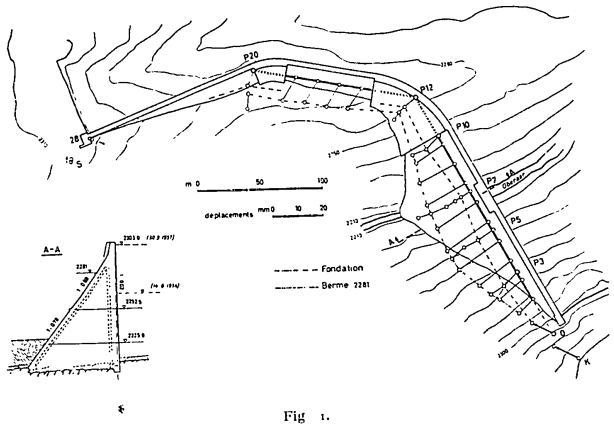


Fig 1.

Barrage de l'Oberaar : Plan et coupe.
Déplacements horizontaux entre le 14 juillet 1954 et le 30 septembre 1957.

Oberaar dam · plan and section.
Horizontal displacements July 14, 1954-September 30, 1957.

de comparer les déformations à ces deux étages et d'en déduire le comportement du bloc intermédiaire.

Enfin, pour coordonner les observations faites par les pendules avec les mesures de longueur et suivre le déplacement d'un point par élément de barrage entre les joints transversaux, distants de 18 m, il a été réalisé une triangulation, complétée par des mesures d'alignement le long des axes de visée principaux.

Le dispositif de ces diverses mesures ressort sans autre des figures 1, 2, 3 et 4. Ajoutons seulement au sujet de la figure 4 que la galerie de reconnaissance de la roche du flanc gauche est située à la cote 2 242, parallèlement au parement amont du barrage, à 20 m à l'aval de ce dernier.

R. 106.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

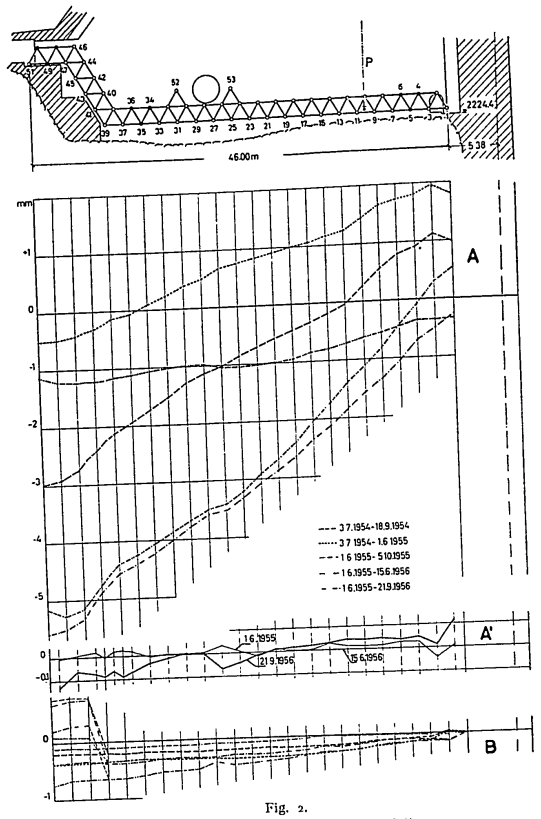


Fig. 2.

Oberaar. Joint 5. Fondation = *Foundation.*

(A) Déplacements verticaux = *Vertical movements.*
(A') Variations sur 1.732 m de hauteur = *Variations on* 1.732 m *height.*
(B) Déplacements horizontaux = *Horizontal movements.*
(P) Pendule = *Pendulum*

L'occasion de pouvoir effectuer des mesures de déformation directement sous le barrage présentait un intérêt particulier.

Sur toute l'assise du barrage, le sol de fondation est constitué par des schistes métamorphosés, dont la direction est presque parallèle

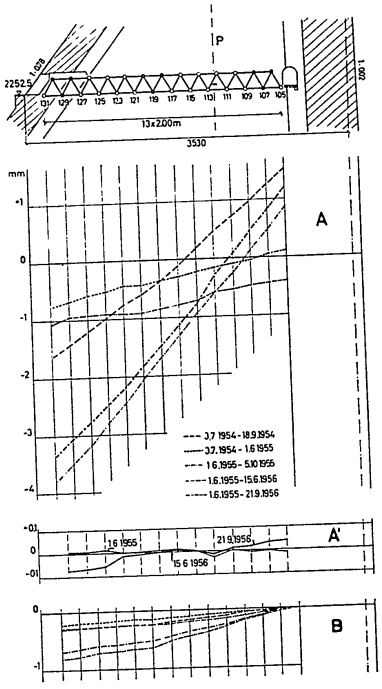


Fig. 3.

Oberaar. Joint 5. Cote 2 252,5 m = *El.* 2 252 5 m.

(A) Déplacements verticaux = *Vertical movements*
(A') Variations sur 1,732 m de hauteur = *Variations on* 1 732 m *height.*
(B) Déplacements horizontaux = *Horizontal movements.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

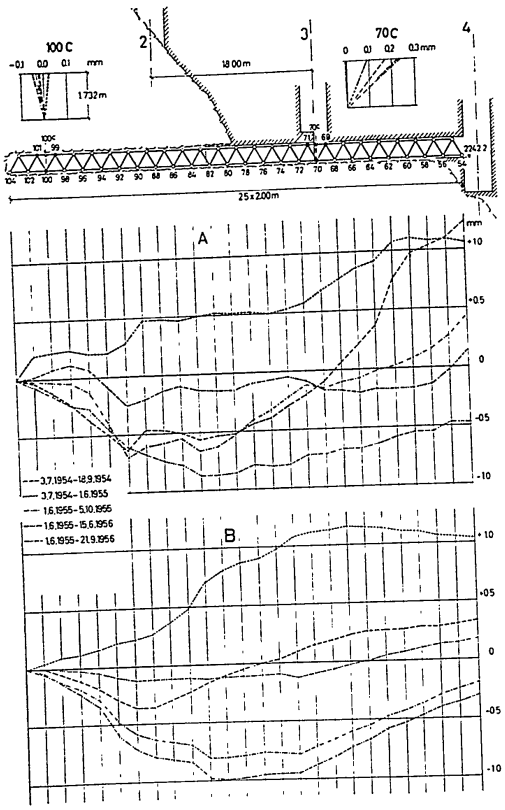


Fig. 4. — Oberaar.

Déformation d'une galerie dans le roc sous la fondation.

(A) Mouvements verticaux.
(B) Mouvements longitudinaux horizontaux

à la gorge du torrent d'Oberaar et le pendage un peu plus redressé que la pente du flanc gauche de la gorge.

CONTRAINTES ET DÉFORMATIONS THÉORIQUES D'UN BARRAGE GRAVITÉ.

Chacun sait que la question de la répartition des contraintes dans un barrage gravité est très ardue à résoudre, si l'on tient compte, conformément à la théorie de l'élasticité, de la compatibilité entre les contraintes et les déformations élémentaires, non seulement dans le barrage, mais encore dans le sol de fondation.

Ce problème, considéré sous l'angle d'une analyse mathématique rigoureuse, n'est évidemment pas plus simple pour d'autres types de barrage. Mais la difficulté supplémentaire par rapport à un barrage gravité qui résulte d'une répartition moins bien définie de la charge du barrage le long des appuis, n'est que mineure, en regard de la complexité du problème des sollicitations élémentaires, qui se pose au passage du barrage proprement dit au sol des appuis. Cette question est primordiale pour tous les types de barrage.

En revanche, dès qu'on fait abstraction des conditions imposées par la fondation du barrage, le calcul des contraintes d'un mur gravité se résume à quelques formules fort simples. Celles-ci satisfont, comme on le sait, rigoureusement aux règles de la théorie de l'élasticité, si le profil de barrage est triangulaire et le niveau de la retenue situé à la hauteur du sommet du triangle.

En rapportant la coupe triangulaire d'un barrage gravité à un système de coordonnées avec origine au sommet du triangle et désignant par

c, l'angle entre le parement amont vertical et le parement aval;
Ny, les pressions normales suivant la direction horizontale y;
Nz, les pressions normales suivant la direction verticale z;
T, les efforts de cisaillement

les sollicitations d'un point quelconque du barrage sous la pression d'eau maximum se calculent d'après les formules

$$Ny = z. \qquad Nz = -\frac{z}{\operatorname{tg}^2 c} + \frac{y}{\operatorname{tg}^2 c}; \qquad T = \frac{y}{\operatorname{tg}^2 c}.$$

LÉGENDE DE LA FIGURE 4 (*suite*)

(C) Mouvements transversaux horizontaux, mesurés à la règle clinométrique sur 1,732 m de hauteur

Deformation of a rock galery under the foundation

(A) *Vertical movements.*
(B) *Horizontal length movements.*
(C) *Horizontal cross movements measured with the " clinometric bar ".*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

L'expression linéaire pour Nz est la même que celle qu'on calcule à l'aide du moment de flexion et du moment d'inertie. Ces formules ordinaires sont basées sur l'hypothèse de Navier des surfaces restant planes après la déformation.

Partant de la théorie de l'élasticité, le calcul de la déformation produite par les contraintes Ny, Nz et T ne donne cependant pas des résultats qui correspondent à l'hypothèse de Navier.

Si l'on convient de rapporter également les déformations théoriques aux mêmes coordonnées y et z, et désigne par E le module d'élasticité et m le coefficient de Poisson, les expressions rigoureuses pour le déplacement horizontal H et le déplacement vertical V d'un point quelconque s'établissent comme suit

$$H = \frac{z^2}{E}\left\{\frac{1}{\operatorname{tg}^2 c} - \frac{y}{z}\left(1 - \frac{1}{m\operatorname{tg}^2 c}\right) - \left(\frac{y}{z}\right)^2 \frac{1}{m\operatorname{tg}^2 c}\right\},$$

$$V = \frac{z^2}{E}\left\{\frac{1}{2m} - \frac{1}{2\operatorname{tg}^2 c} - \frac{y}{z}\frac{z}{\operatorname{tg}^2 c} + \left(\frac{y}{z}\right)^2\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\operatorname{tg}^2 c} - \frac{1}{2m\operatorname{tg}^2 c}\right)\right\}.$$

On remarque que, aussi bien pour $y = \text{Cte}$ que $z = \text{Cte}$, les déformées sont des courbes du second degré et non des plans. Sur les parements nous avons

	Amont, $y = 0$.	Aval, $y = z\operatorname{tg} c$.
H.....	$\frac{z^2}{E\operatorname{tg}^2 c}$	$\frac{z^2}{E}\left\{\frac{1}{\operatorname{tg}^2 c} - \operatorname{tg} c\right\}$
V.....	$\frac{z^2}{2E}\left\{\frac{1}{m} - \frac{1}{\operatorname{tg}^2 c}\right\}$	$\frac{z^2}{E}\left\{-1 - \frac{3}{2\operatorname{tg}^2 c} + \frac{\operatorname{tg}^2 c}{2}\right\}$.

La flèche horizontale du parement amont est la même que celle calculée d'après la statique ordinaire, en ne tenant compte que de la sollicitation à la flexion. Les efforts de cisaillement n'entrent pas dans cette expression.

La flèche du parement aval est plus faible. Elle serait identiquement nulle pour $\operatorname{tg} c = 1$. En faisant cette constatation, il ne faut pas oublier que l'origine des coordonnées choisie n'est pas immobile. Au contraire, c'est le point du barrage qui effectue le plus grand déplacement et la plus grande rotation. Pour $\operatorname{tg} c = 1$, la déformée du parement aval serait simplement une droite tangente à l'axe des z, c'est-à-dire à la déformée du parement amont, qui elle, est une courbe parabolique.

Les coordonnées utilisées peuvent paraître peu pratiques, puisqu'il en résulte une certaine difficulté de rétablir, mentalement, les mouvements du barrage par rapport au sol que nous sommes habitués à prendre comme base. Mais au point de vue analytique, l'embarras serait encore plus grand, si l'on voulait rapporter les déformations à la fondation. On sait, en effet, que cette dernière subit une rotation de valeur inconnue, que les points des parements amont et aval n'effectuent pas les mêmes déplacements horizontaux et que la ligne qui les relie est une courbe.

Dans la formule de V l'expression entre parenthèses n'est fonction

que de $y : z$. Toutes les déformées des horizontales sont donc semblables et leurs flèches en des points correspondants proportionnelles à z^2.

Les observations faites à l'Oberaar permettent de comparer très exactement les flèches verticales, théoriques et effectives, des coupes horizontales aux cotes 2225,0 et 2252,5 m.

Ce barrage n'est cependant pas parfaitement triangulaire, comme le montre la figure 1. On a, pour cette raison, calculé des tg c fictives correspondant à l'épaisseur réelle du mur aux hauteurs considérées, c'est-à-dire aux cotes 2225,0 et 2252,5 m. En donnant la valeur $m = 3$ au coefficient de Poisson, on obtient les valeurs suivantes en mètres, E étant en tonnes par mètre carré :

Cote (m).	$\frac{y}{z}\operatorname{tg} c$.	0.	0,2	0,4.	0,6.	0,8	1,0.
2 252,5...	$\frac{EV}{z^2}$	1,15	−0,03	−1,35	−2,81	−4,42	−6,17
2 225,0...	$\frac{EV}{z^2}$	1,07	0,04	−1,13	−2,42	−3,84	−5,39
Moyenne...	$\frac{EV}{z^2}$	1,11	0,0	−1,24	−2,62	−4,13	−5,78

La différence entre les coefficients de ce tableau consiste essentiellement en une variation de l'inclinaison. La forme des deux courbes est pratiquement la même. Il est donc légitime de se baser sur la valeur moyenne des coefficients de V, pour analyser le comportement de la portion de barrage située entre ces deux cotes.

La figure 5 reproduit pour les cotes 2252,5 et 2 225,0 m, d'une part, les déformations verticales mesurées en 1955 (*fig.* 2 et 3) et, d'autre part, les déformations théoriques calculées. La pente de ces dernières a été choisie de manière à obtenir la correspondance la plus exacte possible avec les valeurs mesurées. Cette opération revenait à orienter les axes de coordonnées des déformations théoriques d'après les déformations mesurées. Pour les deux horizons considérés, on a obtenu sans autre des coordonnées parallèles entre elles.

La rotation relative des deux plans horizontaux considérés permet de calculer le module E et, partant de celui-ci, des valeurs bien déterminées pour les déformations théoriques. L'axe des y obtenu n'est pas identique pour les deux cotes. Il devrait l'être si le béton était une matière qui ne subit aucune modification en fonction du temps et si des changements de température n'intervenaient pas. On constate dans la figure 5 une différence de 0,7 mm.

Lors des observations du barrage en 1955 la cote de la retenue du lac était 2 252,7 m au printemps et 2 302,8 m en automne. Les corrections nécessaires, relatives à la charge partielle et aux variations de température pour calculer la rotation uniquement imputable aux contraintes provoquées par la pression du lac ont été minimes. Il a évidemment aussi été tenu compte du fait que le moment d'inertie

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

du barrage de l'Oberaar, avec joints évidés est, dans la zone qui nous intéresse, de 10 % plus faible que celui d'un barrage gravité ordinaire. Finalement on a obtenu pour le module E la valeur de 3 000 000 t/m².

L'approximation de cette valeur est de l'ordre de 10 % environ.

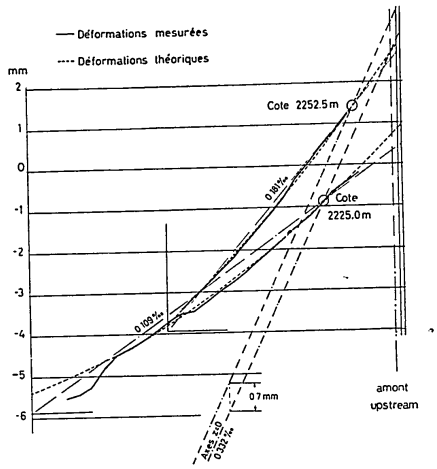


Fig. 5 — Oberaar.

Comparaison des déformations verticales mesurées dans les sections horizontales aux cotes 2 225,0 et 2 2252,5 m avec les courbes théoriques, z = 0 représente l'axe horizontal théorique passant par le sommet d'un barrage triangulaire.

Comparison of the measured vertical deformations at the el. 2 225,0 and 2 252.5 m with the theoretical deformation, z = 0 represents the theoretical horizontal axis through the top of a three-angled dam section.

En tous cas, sa précision est plus que suffisante pour pouvoir affirmer que

1° La déformation verticale mesurée le long de l'horizontale entre les deux parements à la cote 2 252,50 concorde parfaitement avec la ligne élastique théorique, qui est une courbe du second degré. Les plus grandes divergences ne dépassent pas 0,1 mm.

2° A la cote 2 225,0 m, immédiatement au-dessus du sol de fondation, l'allure générale de la courbe des déformations mesurées concorde bien avec la ligne élastique théorique, mais accuse des irrégularités

locales. Celles-ci proviennent de la variation de la qualité du roc de fondation.

3° Si l'on convient qu'on puisse assimiler le travail de la roche, au-dessous des fondations du barrage, à celui d'un barrage fictif prolongé et qu'on demande jusqu'à quelle profondeur faudrait-il descendre pour que la rotation du bloc ajouté corresponde à l'inclinaison moyenne, par rapport à l'horizontale mesurée à la cote 2 225,0 m, le calcul montre que l'épaisseur de cette couche devrait être de 30 m.

C'est une vue toute théorique. La répartition des sollicitations dans la roche des appuis ne peut s'arrêter brusquement à une certaine profondeur. Mais le résultat est intéressant parce qu'il permet de se rendre compte de l'ordre de grandeur des déformations subies par la fondation d'un barrage. Le phénomène observé ici est évidemment en principe le même pour tous les types de barrage.

4° Une rotation élastique de la roche, au-dessous des fondations, implique un déplacement horizontal à la hauteur de celles-ci. Dans la figure 1, on constate en effet un tel mouvement.

TEMPÉRATURES ET PROPRIÉTÉS TECHNOLOGIQUES DU BÉTON DE BARRAGE.

Pour suivre les variations de température du bloc de barrage de l'Oberaar, qui a été l'objet d'observations détaillées, on disposait de 29 thermomètres à mercure, logés au fond de trous horizontaux. Ils sont suffisamment isolés pour pouvoir être retirés, sans que leur indication puisse varier jusqu'au moment de la lecture. Celle-ci est exacte à 0,1° C près.

Le plus grand écart des températures en un point dont il a dû être tenu compte pour le contrôle des déformations en 1955, est de 3,2° C. Grâce au nombre relativement grand de points d'observation, les courbes qui représentent les variations de température sont continues du printemps à l'automne dans l'ensemble du bloc, mais notablement plus sinueuses que ce qu'on pouvait escompter. Du 1er juin au 5 octobre 1955, les points voisins du parement aval ont présenté des variations de température qui passent de valeurs positives à des valeurs négatives sur une courte distance, à partir de la surface du béton. C'est à ce fait qu'il faut attribuer partiellement l'irrégularité des déformations verticales au pied du barrage à la cote 2 225,0 m (*fig.* 2). Une autre raison en est qu'en ce point la cote 2 225,0 n'est plus dans le béton mais dans la roche, qui a d'autres caractéristiques technologiques, et qu'en réalité on n'a plus mesuré les déformations de la même horizontale mais celle de points plus élevés.

Finalement les effets des variations de température du bloc considéré entre les cotes 2 225,0 et 2 252,5 m se traduisent par une élévation moyenne de la température du béton de 0,5° C seulement et une rotation de 0,008 % en sens contraire de la pression de l'eau du lac. Ces valeurs sont relativement faibles. En en tenant compte pour corriger

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

les déformations mesurées et calculer ainsi l'effet de la pression de la retenue seule sur le barrage, on ne peut commettre aucune erreur appréciable.

Pour déterminer l'effet des variations de température avec une exactitude pas nécessairement aussi grande, mais néanmoins suffisante pour servir à un contrôle statique de tout un barrage, il faudrait disposer d'une quantité considérable de thermomètres de précision, répartis dans toute la masse. Il serait erroné de se contenter de mesurer une répartition des variations de température dans un secteur restreint, qui serait admise schématiquement pour tout le barrage. Cette répartition peut varier suivant l'exposition au soleil, au vent, ou encore à la durée de l'enneigement et aussi avec l'étanchéité plus ou moins grande du béton. L'épaisseur du barrage et la durée de l'immersion du parement amont conditionnent aussi considérablement la répartition des températures.

A côté des déformations dues aux variations saisonnières de la température, on a affaire, du moins pendant les premières années d'existence d'un barrage, à des variations de volume élémentaires. Il s'agit de la dissipation de la température de prise du ciment, du retrait en cas de dessèchement et de l'hydratation progressive du ciment qui produit une dilatation du béton. Le Rapport n° 56 de l'auteur au Congrès des Grands Barrages de 1955 à Paris a exposé ces problèmes. Il n'y a pas lieu de revenir sur leur ensemble; nous pouvons nous restreindre ici à passer en revue ce que les observations faites au barrage de l'Oberaar peuvent apporter d'intéressant à ce sujet.

Un coup d'œil sur les figures 2 et 3 montre d'emblée que des tassements se sont produits entre le premier remplissage du lac, en septembre 1954, et les mises en eau suivantes, en septembre 1955 et 1956. On constate aussi ces différences entre les observations du début de l'été, lorsque le niveau du lac, qui est vidé pendant l'hiver, est très bas et la pression de l'eau ne joue pratiquement plus de rôle sur les déformations.

Lorsque le lac est vide, les déformations horizontales ne dépendent que des changements de volume du béton. On constate une contraction un peu plus grande à la cote 2 252,5 m que dans la fondation à la cote 2 225,0 m, ce qui s'explique par le fait que l'humidité moyenne du béton est nettement plus grande dans le fond que dans les régions plus élevées du barrage. En outre, le sol de fondation s'oppose à la contraction du béton. Entre le 3 juillet 1954 et le 15 juin 1956, la contraction à la cote 2 252,5 m était de 0,011 °/₀₀ et à la cote 2 225,0 m de 0,019 °/₀₀. Depuis le bétonnage, en 1952, des déformations beaucoup plus grandes s'étaient évidemment produites. De 1955 à 1956, la plus grande partie de la fondation, sauf le milieu, s'était stabilisée, ce qui n'était pas encore le cas à la cote 2 252,5 m.

Revenons maintenant aux mouvements verticaux constatés en 1955. La figure 5 fait apparaître du 1er juin au 5 octobre une dilatation verticale de 0,7 mm entre les cotes 2 225,0 et 2 252,5 m. Cette valeur a été déterminée en utilisant les déformées horizontales mesurées, ainsi que

les points de la ligne élastique théorique pour lesquels la déformation verticale est nulle par rapport à l'origine des coordonnées. Le décalage constaté met en évidence des phénomènes indépendants de la sollicitation produite par la retenue, car la précision du nivellement, sur une hauteur de 27,5 m entre les deux cotes considérées, exécuté par un spécialiste, est supérieure à 0,7 mm. L'augmentation de la température de 0,5° C en moyenne ne peut produire qu'un allongement thermique vertical de 0,1 mm. Il faut donc admettre un léger gonflement, de l'ordre de 0,01 °/₀₀, imputable à l'hydratation progressive du ciment dans une zone de barrage où le béton reste pratiquement constamment saturé d'eau. L'auteur n'avait encore jamais eu l'occasion de suivre le comportement du béton de barrage dans le voisinage du parement amont, mais il considère ce résultat comme plausible. Il cadre avec ceux des recherches systématiques de laboratoire sur les propriétés du ciment et du béton.

Tous les facteurs qui viennent d'être mis en évidence et qui influencent plus ou moins la déformation d'un barrage ne sont évidemment pas l'apanage des seuls barrages gravité. L'intérêt d'une recherche détaillée du comportement d'un mur de ce type réside dans le fait que connaissant la sollicitation et la déformation exacte d'un barrage gravité, dans des conditions bien déterminées, on arrive à comprendre les relations de causes à effets et à en déterminer les lois. On constate à cette occasion combien les propriétés technologiques de la roche et du béton, variables pendant les premières années, peuvent en influer les déformations et les sollicitations apparentes.

MÉTHODES DE MESURE DES DÉFORMATIONS ET DES SOLLICITATIONS.

Pour résoudre la difficulté, à laquelle il est fait allusion à la fin du chapitre précédent, beaucoup de constructeurs répondront qu'il suffit de répartir dans l'ouvrage et, éventuellement, dans la fondation, un nombre suffisant d'appareils permettant de mesurer les sollicitations locales.

Il n'est pas nécessaire d'insister, ici, sur le fait qu'on ne mesure pas des tensions, mais seulement des variations de longueurs spécifiques. Toutes les questions relatives à l'influence, sur celles-ci, de la température et de l'hydratation progressive du ciment ou du dessèchement du béton, restent posées. Le fait qu'elles sont réduites, pour ainsi dire, à l'échelle élémentaire, ne simplifie pas le problème, au contraire.

L'enrobement d'un support d'appareil ou d'un instrument dans du béton, ou encore leur scellement ultérieur à l'aide de mortier frais, provoquent des tensions locales, qui durent aussi longtemps que le durcissement du ciment ou que les variations de température.

L'auteur a renoncé, depuis longtemps, à installer des appareils sensés indiquer les tensions locales du béton dans les barrages. Il a cherché à mesurer les changements de longueur entre des repères scellés dans

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

le béton, sur une distance suffisamment grande pour réduire l'influence de la perturbation locale occasionnée par les repères eux-mêmes. L'emploi de barres d'invar de 2 m de longueur, portant un micromètre, a donné à cet égard toute satisfaction.

L'expérience montre cependant que les mesures effectuées à la surface du béton, même sur des éléments de 2 m, sont encore loin de donner des résultats homogènes. Les mesures de longueur en chaînes ininterrompues sur des distances de plus de 100 m, montrent, comme règle générale, une variation relativement importante des résultats élémentaires. Les observations faites à l'Oberaar confirment, une fois de plus, cette constatation. Il suffit d'examiner un peu attentivement les diagrammes des figures 2 et 3 pour vérifier ce fait. Il n'est pas dû à une modification exceptionnelle, survenue après la première observation. La propriété de certains éléments de mesure, de présenter des déformations plus ou moins grandes, se vérifie aussi lors d'observations ultérieures, elle caractérise un comportement local.

Ce qui vient d'être dit ressort d'une manière particulière des diagrammes A′ dans les figures 2 et 3. Le système de mesure « en treillis » adopté ne donne pas seulement les mouvements des repères de la lignée inférieure, qui sont représentés dans les diagrammes A et B, mais aussi ceux de la lignée supérieure située 1,732 m plus haut. La différence des déplacements verticaux entre ces deux séries de repères doit être approximativement proportionnelle à la sollicitation verticale. Théoriquement cette dernière est linéaire, la moitié amont soumise à la traction et la moitié aval à la compression.

Dans l'ensemble, les déformations des diagrammes A′ sont conformes à cette répartition, aussi bien dans la fondation qu'à la cote 2 252,5 m. On a des maxima à l'amont et à l'aval et une compensation approximative des valeurs positives et négatives. Mais, dans le détail, les irrégularités sont très importantes. Elles sont naturellement plus fortes dans la fondation, par suite de l'influence de la roche dont les propriétés élastiques changent d'un point à un autre d'une manière beaucoup plus grande que dans le béton. Si l'on s'avisait de calculer les sollicitations du barrage seulement sur la base des contractions ou allongements spécifiques mesurés en deux ou trois points choisis au hasard, on risquerait d'obtenir des résultats fort aléatoires.

Il vient d'être fait allusion à l'irrégularité de l'élasticité de la roche sous la fondation. Les diagrammes de la figure 4 mettent en évidence cette propriété. Ils se rapportent à une galerie de reconnaissance creusée avant la construction du barrage. Lors des fouilles, la couverture de la galerie a été en partie enlevée. Mais le fond repose sur le roc qui détermine les déformations mesurées.

On peut tirer des diagrammes reproduits ici une quantité de déductions intéressantes, mais notre propos n'est pas de nous arrêter à ce cas particulier. En revanche, il faut insister sur l'importance des mouvements verticaux et horizontaux que la roche peut subir et surtout sur la grande variabilité des déformations d'un point à l'autre de la

roche. Des mesures de la sollicitation locale de la roche ne peuvent donner que des résultats très aléatoires.

Pour contrôler le comportement général d'un barrage, on ne peut cependant pas creuser une série de galeries souterraines, afin d'observer directement les déformations de la roche. Pratiquement, la méthode géodésique donne seule la possibilité de suivre ces dernières. Combinée avec des mesures de précision sur de grandes longueurs et avec l'aide de pendules, cette méthode, inaugurée par l'auteur en 1932 au barrage de la Spitallamm et, quelques années plus tard, au Sautet, donne des résultats satisfaisants et permet de déterminer la déformation de l'ensemble de l'ouvrage.

La figure 1 montre les résultats atteints au moyen de cette méthode à l'Oberaar. Dans le plan, la lettre P désigne les pendules de mesure, installés dans les ouvertures des joints transversaux. Les indices se rapportent à la numérotation des joints. Des socles aux points 0, P 3, P 12 et P 20 portent une douille de centrage pour le théodolite servant aux mesures géodésiques, et en outre la suspension des pendules correspondants. Des alignements entre P 3-P 10 et P 12-P 20 contrôlent le mouvement de repères situés à la cote 2 281 m sur une berme du parement aval du barrage, au milieu de chaque bloc de construction. Enfin, des mesures de longueur ininterrompues sont effectuées à la cote 2 281 m sur les alignements P 3-P 12 et P 12-P 20. Dans ce dispositif on a donc éliminé tout élément intermédiaire non mesurable entre les diverses méthodes de mesures.

Le bétonnage du barrage de l'Oberaar a été terminé en 1953. Lors de la première observation complète, le 14 juillet 1954, le plan d'eau du lac était déjà monté jusqu'à 38 m en dessous du niveau maximum de la retenue. Il est impossible d'effectuer les mesures géodésiques lorsque le lac est vide, les alentours du barrage sont encore recouverts de neige jusqu'au début de l'été Au point le plus bas du barrage, la sollicitation à la flexion résultant de la charge partielle du barrage au 14 juillet 1954 était de 23 % seulement de la sollicitation pour le lac plein. En gros, ces premières mesures caractérisent d'une manière suffisante l'état initial. Le propos n'était pas de procéder à des vérifications de calcul, le problème ne se posait pas ici, mais à contrôler le comportement ultérieur du barrage en pleine charge

Ces observations furent répétées à fin septembre ou au début d'octobre des quatre années 1954 à 1957. De 1954 à 1955, on a constaté un net accroissement des déformations, ce résultat concorde parfaitement avec celui des mesures effectuées dans le joint 5 (*fig.* 2 et 3). Depuis, les différences observées sont minimes. Les mouvements mesurés jusqu'au 25 septembre 1957 sont représentés dans le plan de situation de la figure 1.

Les mesures de longueur et de directions permettent d'établir sans autre un diagramme de déformation. Mais comme dans tous les problèmes de ce genre, on ne peut représenter les mouvements que par rapport à une base relative. Pour l'orientation, on a choisi un point de la rive droite, à 600 m à l'aval du barrage, et après quelques hési-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tations, les premières années, il a été reconnu convenable de donner au diagramme provisoire une translation telle que les mouvements des points 28 et S de la rive droite soient minima. Par rapport à ceux-ci et à l'ensemble du barrage, les points 0 et K au-dessus de l'appui de gauche, et un autre point situé plus haut sur le même coteau, ont subi des déplacements vers la gorge de l'ordre du centimètre. Ce résultat est beaucoup plus probable qu'un mouvement relatif en sens inverse.

Dans le diagramme des déformations de la figure 1, les déplacements de la fondation sont représentés comme étant ceux de la base des pendules, située immédiatement au-dessus. Pour la partie principale du barrage, le déplacement est minimum au droit du fond de la gorge et augmente de chaque côté. Ce résultat, imprévu d'abord, est logique. Le rocher de fondation subit, sous l'influence du moment transmis par le barrage, une rotation qui, nous l'avons vu, est importante. Si au point le plus bas de la gorge la symétrie du barrage et des propriétés de la roche était parfaite, la rotation en ce point s'opérerait autour d'un axe horizontal idéal, parallèle à l'axe du barrage.

Sur les flancs de la gorge, l'axe idéal de rotation des déformations du roc de fondation ne peut plus être horizontal, mais sa pente ne saurait suivre celle de la fondation, ou encore moins lui être supérieure, comme le conditionnerait la transmission de moments de flexion diminuant rapidement vers le haut des appuis. Le rocher ne travaille pas à la manière d'un barrage gravité, divisé en tranches parallèles par les joints de dilatation. Partant du fond de la gorge, il faut se représenter que la rotation de la roche est entravée par une résistance des deux côtés. En remontant le long des appuis latéraux, chaque élément de la fondation se décharge graduellement du côté où l'épaulement rocheux est le plus résistant. La position de l'axe idéal de la rotation résultante étant ainsi abaissée, le bras de levier jusqu'à la surface de la roche s'en trouve allongé et le mouvement horizontal constaté à la hauteur de la fondation accuse un maximum pour une hauteur intermédiaire du barrage.

La profondeur jusqu'à laquelle la pression de l'eau du lac pénètre dans la roche, derrière le rideau d'injection, et agit directement sur le sol de fondation est une inconnue pour tous les barrages; elle doit être très variable d'un cas à l'autre. On peut cependant penser que l'effet d'une telle pression doit être en général relativement plus important pour les parties les plus élevées de la fondation. A l'Oberaar cet état de fait existe pour toute l'aile droite. Il est motivé par la configuration du terrain. Cette partie de l'ouvrage est implantée sur un éperon latéral constitué par une zone de schistes ayant mieux résisté au travail de creusement du glacier. Les déformations sont, relativement à la hauteur du mur, plus grandes que dans la partie principale du barrage, dont l'axe est perpendiculaire à la direction des schistes.

On remarque dans la figure 1 que les déformations de l'aile droite du barrage entre P 12 et P 20 sont inclinées vers la droite et l'on peut se demander s'il se produit un certain effet de voûte dans cette partie de l'ouvrage. Le contrôle des mouvements des joints de construction

de 12 à 20 montre que ceux-ci jouent de 0,6 à 1,2 mm. Ils se resserrent en automne, sous la pression convergente du lac, mais ne peuvent transmettre, dans ces conditions, une pression longitudinale importante. En revanche, comme le montre le mouvement des pendules P 12 et P 20, la roche de fondation subit entre ces deux points un déplacement vers l'appui de droite qui diminue peu à peu, à raison d'un tassement de 0,02 ‰. On ignore dans quelle proportion ce mouvement est élastique, les observations du barrage à lac vide n'ayant plus été répétées depuis 1954. Une sollicitation à la compression de la roche, parallèlement à l'aile droite du barrage, de l'ordre de 2 kg/cm² suffirait cependant à provoquer la déformation mesurée.

Le diagramme des déformations de la figure 1 montre également le lieu des mouvements du barrage à la cote 2 281 le long de la berme, sur le parement aval du mur, entre le 14 juillet 1954 et le 25 septembre 1954. Ces déplacements comprennent les mouvements du sol de fondation, dont il vient d'être question et ceux du barrage proprement dit. Ces derniers sont mesurés à l'aide des pendules. Ils peuvent, à leur tour, être subdivisés en deux composantes : l'une résultant de la rotation du sol de fondation, l'autre, enfin, de la déformation propre du barrage.

Il n'y a rien de particulier à signaler au sujet de la déformation du barrage proprement dit, qu'on contrôle à l'aide des centrages intermédiaires du pendule P 7 qui est prolongé, comme P 12 et P 20, jusqu'à la hauteur du couronnement du barrage.

La valeur relative des mouvements de l'horizontale à la cote 2 281 met en évidence, d'une manière particulière, la rotation du sol de fondation. Si celle-ci n'existait pas, la flèche élastique du barrage diminuerait, suivant un arc de parabole, avec le carré de la hauteur du mur. Au contraire, la ligne élastique réelle est incurvée dans le sens opposé et présente une forme égalisée qui serait impossible, si la roche ne répartissait pas latéralement une partie des charges verticales que lui transmet le barrage. Cette conception, déjà esquissée plus haut, revient à constater l'existence d'efforts tranchants dans la roche de fondation, suivant des plans verticaux perpendiculaires au barrage. D'une manière générale, ces efforts modifient très nettement les déformations en fonction de la pente des appuis du barrage.

Les propriétés de la roche ont aussi une grande importance sur les rotations et les déplacements de la fondation. A l'Oberaar, par exemple, on constate que la flèche maximum à la cote 2 281 n'est pas située au droit de la partie la plus basse du barrage, mais sur la rive gauche, où la fondation est plus élevée d'une vingtaine de mètres, mais où, effectivement, la roche est un peu moins compacte.

RÉSUMÉ ET CONCLUSIONS.

Pour déterminer la sollicitation d'un barrage, il est nécessaire de disposer d'observations précises et complètes. Les résultats des obser-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

vations détaillées, faites sur un barrage gravité, à l'Oberaar, sont particulièrement intéressantes puisque la sollicitation générale en est connue. Le manque d'homogénéité de la roche et du béton, ainsi que la perturbation locale, provoquée par des appareils embétonnés, rendent aléatoires les résultats de mesures élémentaires. C'est pourquoi toutes les observations destinées à contrôler les déformations spécifiques ont été effectuées au moyen de mesures de longueur sur de très grandes distances.

Pour comparer la déformation mesurée sur une section du barrage avec la théorie, les déformations ont été calculées d'après la théorie de l'élasticité. A mi-hauteur entre le sommet et la fondation du barrage, les déformations d'une coupe horizontale correspondent exactement à la ligne élastique théorique qui est du second degré et non plane selon Navier. Directement au-dessus de la fondation, la déformée d'une horizontale conserve la même forme. Le passage du béton à la roche ne modifie donc pas l'allure linéaire générale de la sollicitation du barrage lui-même. Un changement n'intervient que plus bas dans l'appui. Cependant, les observations montrent que l'hétérogénéité du roc entraîne de grandes variations locales de la sollicitation du béton de fondation.

Les déplacements subis par la fondation d'un barrage sont en relation avec la rotation constatée des assises. Cette rotation conduit, même pour un barrage gravité, à une transmission horizontale d'efforts dans la roche, dont les effets sur la flèche du barrage sont nettement constatables.

Pendant les premiers temps de la mise en charge d'un barrage, le comportement non élastique du béton et de la roche rend difficile l'interprétation des mesures. De plus, le poids considérable de la retenue et les infiltrations d'eau influent les déformations de la fondation. Suivant les conditions locales, les appuis latéraux subissent un rapprochement ou un éloignement.

Le premier objet pratique de l'observation des déformations des grands barrages restera encore pendant longtemps d'élucider le comportement du béton et de la roche de fondation dans des conditions de charge le mieux déterminées possible. La détermination des sollicitations d'un barrage, en partant de l'observation de ses déformations, ne pourra avoir la valeur d'un test que lorsque l'influence de la température et de la plasticité du béton, ainsi que des déplacements et des rotations de la fondation pourra être déterminée séparément. Pour contrôler le calcul statique d'un barrage, il est plus sûr de le faire sur un modèle, à condition que celui-ci réalise exactement les suppositions du calcul.

SUMMARY AND CONCLUSIONS.

In order to determine the stresses in dams accurate and complete observations are necessary. The results of detailed observations made on a gravity dam, at Oberaar, are particularly instructive, its general behaviour being known. The lack of homogeneity of rock and concrete as well as local perturbations caused by the inbedding of apparatus into the concrete will give fortuitous results of measurements in isolated points. Therefore all the observations carried out to controle the specific deformations at the Oberaar Dam have been realized by means of length measures over great distances.

In order to compare the measured deformation of a dam section with the theory, the deformations have been calculated according to the theory of elasticity. Midway between top and foundation the deformations of a horizontal section correspond exactly to the theoretical elastic line, which is of second degree and not straight as supposed by Navier. Just above the rock the deformation of a horizontal section keeps the same form. The transition from the concrete to the rock thus does not modify the general linear function of the stresses in the dam itself. A change occurs only further down in the rock. However, the observations show that the heterogeneity of the bedrock causes appreciable local stress variations in the foundation concrete.

The foundation displacements of the dam are caused by the established rotation of the bedrock. Even in a gravity dam this rotation leads to a horizontal transmission of strengths in the rock, the effects of which on the deflection of the dam are distinctly detectable.

During the first times the dam is put under load the inelastic behaviour of the concrete and the rock make it difficult to interpret the measured deformations. Similarly the weight of the seawater and the water infiltrated in the rock influence the deformations of the dam foundations. According to the local conditions the abutments are drawn nearer or put farther apart.

The first practical aim attended to by observing the deformations of large dams will still for a long time remain to investigate on the behaviour of the concrete and the foundation rock under as far as possible determined load conditions. The determination of the stresses in the dam by observing its deformations will grant a statical test only when the effects of temperature, plasticity of rock, and the movements of the foundation will be separately determined. A check of the calculations of a dam is safer done on a model, provided this corresponds exactly to the basis of calculation.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 107

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

H. LAFUMA
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

INFLUENCE DU BROYAGE DES CENDRES VOLANTES SUR LEURS PROPRIÉTÉS POUZZOLANIQUES (*).

H. LAFUMA.
Directeur du Centre d'études des Liants hydrauliques

Les propriétés des mélanges de portland et de cendres volantes ont été étudiées au Laboratoire du Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques; il nous a paru intéressant de grouper ici les résultats relatifs à l'amélioration apportée, par le broyage des cendres, à leurs propriétés pouzzolaniques.

I. — CONDITIONS GÉNÉRALES DES ESSAIS.

Une cendre A a été mélangée à raison de 20 % soit brute soit broyée à 3 500 cm²/g avec un portland CPA 250-315. Deux autres cendres dénommées B et C ont été mélangées à raison de 25 et 40 % à un autre CPA 250-315. Ces deux dernières cendres furent utilisées brutes et broyées à 10 000 cm²/g. Les analyses chimiques figurent au Tableau 1.

Toutes les précautions d'homogénéisation avant les essais ont été prises.

(*) *The influence of grinding upon the pozzolanic properies of fly ash*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les pourcentages d'eau de gâchage, les durées de prise ont été faits suivant la norme P 15-301.

Les éprouvettes de 4 × 4 × 16 cm confectionnées en mortier 1/3 étaient du type Cembureau-Rilem (E/C = 0,50). Le malaxage d'une durée de 2 mn a été fait à l'aide d'un malaxeur Bouvard et la mise en place au girateur Couillaud. Avant démoulage, les éprouvettes recouvertes d'une plaque caoutchoutée ont été conservées 24 ± 1 h dans l'armoire humide. Après démoulage les éprouvettes de résistance ont été placées dans l'eau à 20 ± 1° C des bacs de conservation. Celles de retrait ont été mises dans une pièce conditionnée à 50 % d'humidité relative et à 20 ± 1° C.

TABLEAU 1.

Composition chimique des CPA et cendres utilisées.

	Éléments dosés en %.				
	CPA 250-315 (A 57).	— Cendre A.	CPA 250-315 (D 92).	Cendres, B	C.
Perte au feu	0,6	3,2	1,90	1,87	1,49
SiO_2	22,1	49,7	20,62	12,50	50,06
Al_2O_3	5,6	30,1	5,18	30,01	30,15
Fe_2O_3	2,8	5,1	3,02	7,18	7,59
TiO_2		1,1	–	–	–
MnO	–	0,1	–	–	–
MgO	1,2	1,5	0,78	1,85	1,97
CaO	64,7	2,8	66,10	3,28	2,78
$K_2O + Na_2O$	–	3,7	–	5,19	3,62
SO_3	2,0	<0,1	2,28	0,35	0,23
CaO libre	0,6	–	0,97	–	–
Composition potentielle :					
C_4AF	8,5	–	9,2	–	–
C_3A	10,1	–	8,6	–	–
C_3S	55,6	–	62,7	–	–
C_2S	29,1	–	11,9	–	–

II. — CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DES CIMENTS ET DES CENDRES.

Elles sont groupées dans le Tableau 2. On remarque que le poids spécifique des cendres est d'environ 2,0. Il augmente avec la finesse, et pour 10 000 cm²/g le poids spécifique est voisin de 2,6.

TABLEAU 2.

Caractéristiques principales des ciments et cendres utilisés.

	CPA 250-315 (A 57).	Cendre A.	CPA 250-315 (D 92).	Cendres. B.	C.
Poids spécifique	3,14	1,84	3,09	1,98	1,90
Surface spécifique Blaine (cm² g)	3 150	Non mesurable (trop gros)	2 800	3 800	2 600
Eau (%)	28,5	80,0	27	42	35

Le Tableau 3 donne les durées de prise des différents mélanges. *L'addition de cendre augmente légèrement les temps de début et de fin de prise.* Cette augmentation est d'autant plus sensible que le pourcentage de cendres additionnées est plus élevé.

TABLEAU 3.

Temps de prise des mélanges cendres-ciments.

	Cendres (%).	Surface spécifique Blaine (cm²/g).	Durée de prise (h). Début.	Fin.
Cendres B	25	Brute 3 800	3,15	7,15
		Broyée 9 970	1,15	7,15
	40	Brute 3 800	1,15	8,15
		Broyée 9 970	1,30	8,15
Cendres C	25	Brute 2 600	1,00	7,30
		Broyée 10 000	1,30	8,00
	40	Brute 2 600	1,15	9,00
		Broyée 10 000	1,45	8,00
Ciment pur (D 92)		2 820	3,15	6,00

Nota — Les essais de prise n'ont pas été faits avec les mélanges contenant la cendre A.

III. RÉSISTANCES MÉCANIQUES.

Le graphique 1 montre que les résistances des mélanges à 20 % de cendres A ne dépassent qu'au bout d'un an seulement celles du témoin sans cendre. On voit l'amélioration considérable apportée par le broyage de cette cendre qui reste cependant insuffisant, puisqu'elle n'a qu'une surface spécifique comparable à celle d'un CPA.

Les graphiques 2 et 3 relatifs aux cendres B et C sont plus significatifs, les cendres ayant été broyées jusqu'à 10 000 cm²/g environ.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Dans ce dernier cas et avec 25 % de cendres B ou C, les résistances mécaniques à 28 jours sont sensiblement égales à celles du témoin sans cendre. Par contre les résistances obtenues avec les cendres brutes sont bien inférieures au témoin.

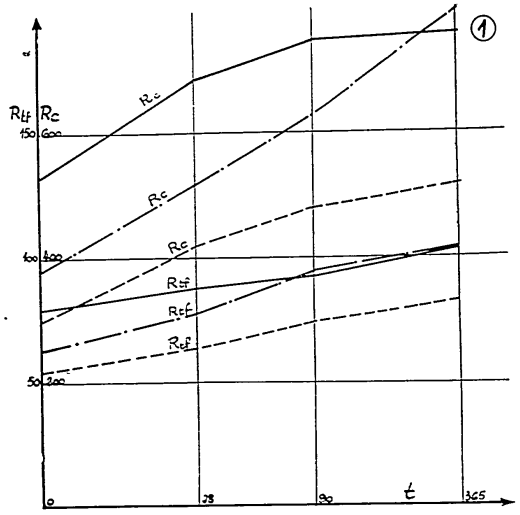


Fig. 1.

Mélange de 20 % de cendre A (brute et broyée) et de C. P. A.
(Mortier 1/3 Cembureau-Rilem, E/c = 0.50, prismes de 4 × 4 × 16 cm.)
Mixture of 20 % of fly ash A (raw and ground) with C. P. A.
(Mortar 1/3 Cembureau-Rilem, W/c = 0.50, prisms 4 × 4 × 16 cm.)
R_c, Résistance à la compression = *Compressive strength*
R_{tf}, Résistance à la traction par flexion = *Bending strength.*
t, Temps en jours = *Time in days.*

———— C. P. A. = *Portland cement C. P. A.*
——·—— C. P. A. + 20 % cendre broyée = *C. P. A. — 20 % of ground fly ash.*
— — — — C. P. A. + 20 % cendre tout venant = *C. P. A. — 20 % of raw fly ash.*

A un an tous les mélanges, même ceux à 40 % de cendres brutes donnent des résistances supérieures à celles du témoin. L'augmentation est d'environ 16 % dans le cas le plus favorable, celui à 25 % de cendre B broyée à 10 000 cm²/g.

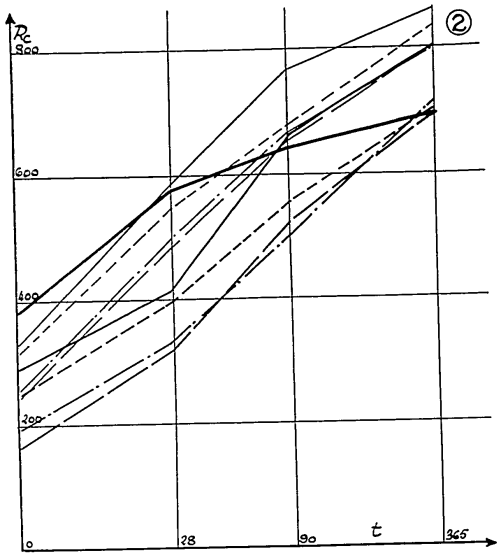


Fig. 2.

Amélioration des résistances en compression par broyage des cendres.
(Mortier 1/3 Cembureau-Rilem, E/c = 0,50, prismes de 4 × 4 × 16 cm.)
Increase of compressive strength by grinding of fly ash.
(Mortar 1/3 Cembureau-Rilem, W/c = 0.50, prisms 4 × 4 × 16 cm.)
R_c, Résistance à la compression = *Compressive strength*
t, Temps (jours) = *Time (days).*

———— Ciment pur = *Pure cement.*
———— Cendre B brute 25 % = *Raw fly ash* B 25 %.
———— » 10000 cm²/g 25 % = *Fly ash* B *ground at* 10000 cm²/g 25 %.
——·—— » brute 40 % = *Raw fly ash* B 40 %.
——·—— » 10000 cm²/g 40 % = *Fly ash* B *ground at* 100000 cm²/g 40 %.
— — — Cendre C brute 25 % = *Raw fly ash* C 25 %.
— — — » 10000 cm²/g 25 % = *Fly ash* C *ground at* 10000 cm²/g 25 %.
—— —— » brute 40 % = *Raw fly ash* C 40 %.
—— — » 10000 cm²/g 40 % = *Fly ash* B *ground at* 10 000 cm²/g 40 %.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

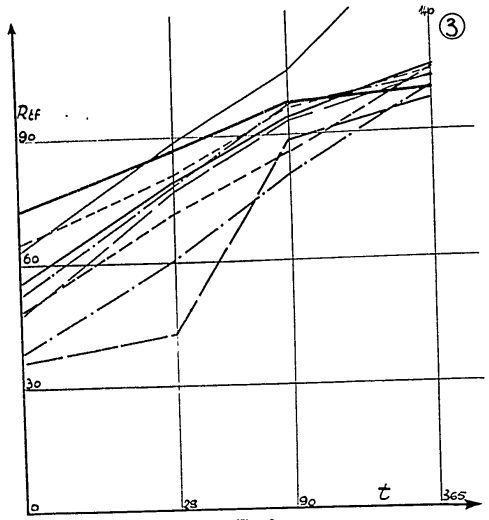


Fig. 3.

Amélioration des résistances en traction par flexion par broyage des cendres.
(Mortier 1/3 Cembureau-Rilem. E = 0,50. prismes de 4 × 4 × 16 cm).
Increase of bending strength by grinding of fly ash.
(*Mortar* 1/3 *Cembureau-Rilem* W = 0.50 *prisms* 4 × 4 × 16 cm.)
R_{tf}. Résistance à la traction par flexion = *Bending strength.*
t. Temps (jours) = *Time* (*days*).

Ciment pur = *Pure cement.*
Cendre B brute 25 % = *Raw fly ash* B 25 %.
» 10000 cm²/g 25 % = *Fly ash* B *ground at* 10000 cm²/g 25 %.
» brute 40 % = *Raw fly ash* B 40 %.
» 10000 cm²/g 40 % = *Fly ash* B *ground at* 10000 cm²/g 40 %
Cendre C brute 25 % = *Raw fly ash* C 25 %.
» 10000 cm²/g 25 % = *Fly ash* C *ground at* 10000 cm²/g 25 %.
» brute 40 % = *Raw fly ash* C 40 %.
» 10000 cm² g 40 % = *Fly ash* B *ground at* 100000 cm²/g 40 %

IV. — APPRÉCIATION DE LA VALEUR POUZZOLANIQUE AU MOYEN DU COEFFICIENT K DE FÉRET.

Les essais mécaniques à différents âges permettent d'apprécier la valeur pouzzolanique des cendres. Mais comme le rapport E/C varie

en fonction de l'addition de cendres il a paru intéressant de soumettre les résultats à un autre critère afin de mieux les expliciter. La relation

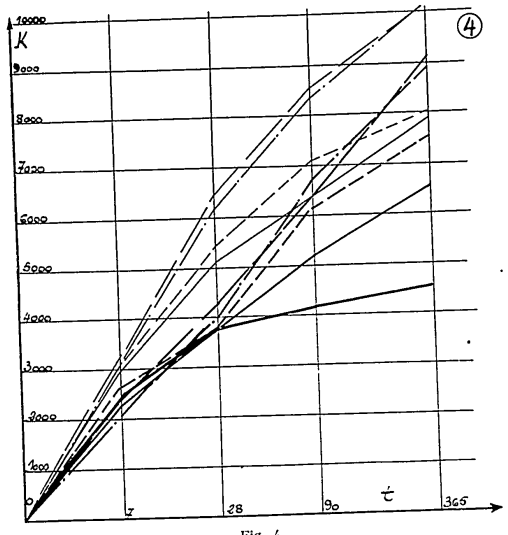


Fig. 4.

Appréciation de la valeur pouzzolanique des cendres par le coefficient K de Feret.
Pozzolanic action of fly ash determined by Feret's coefficient K.
t, Temps (jours) = *Time* (*days*).

Ciment pur = *Pure cement.*
Cendre B brute 25 % = *Raw fly ash* B 25 %
» 10000 cm²/g 25 % = *Fly ash* B *ground at* 10000 cm²/g 25 %.
» brute 40 % = *Raw fly ash* B
» 10000 cm²/g 40 % = *Fly ash* B *ground at* 10000 cm²/g 40 %.
Cendre C brute 25 % = *Raw fly ash* C 25 %.
» 10000 cm²/g 25 % = *Fly ash* C *ground at* 10000 cm²/g 25 %.
» brute 40 % = *Raw fly ash* C 40 %.
10000 cm²/g 40 % = *Fly ash* B *ground at* 10000 cm²/g 40 %.

établie par Féret, et qui permet de déterminer la résistance à la compression d'un mortier est donnée par la formule

$$R_j = K_j \left(\frac{C}{c + e + v} \right)^2,$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

avec

R_j, résistance du mortier à j jours;
e, v, volumes absolus de l'eau et du vide;
c, volume absolu du ciment *seul sans cendre*;
k_j, coefficient calculé à j jours.

Toutes les éprouvettes étant faites dans les mêmes conditions, on peut considérer v comme constant et le prendre égal à o. La formule devient alors

$$k_j = R_j\left(1 + \frac{e}{c}\right)^2.$$

Si la poudre ajoutée au ciment est inerte, K reste constant. Si au contraire on ajoute un élément actif les résistances sont améliorées, et le coefficient K augmente. La figure 4 donne un exemple relatif aux cendres B et C brutes ou broyées à 10 000 cm²/g et qui montre que l'effet pouzzolanique se manifeste déjà au bout de 28 jours même avec les cendres brutes et dès 7 jours lorsqu'elles sont broyées.

V. — RETRAIT.

Les retraits sont donnés sous forme de Tableau 4 afin de faciliter la lecture. *L'addition de cendres diminue le retrait.* La diminution est d'autant plus grande qu'il y a plus de cendres, et qu'elles sont plus grosses.

TABLEAU 4.

Retrait des mélanges ciment-cendres (*en* μ/m).

Éprouvettes de 4 × 4 × 16 cm en mortier 1/3 type Cembureau-Rilem

Cendres.	Cendres (%).	Surface spécifique Blaine (cm²/g).	Temps (j). 2.	7.	28.	365.
	0	3 150	110	430	850	980
	Ciment témoin					
A .	20	Brute (non mesurable)	110	450	740	810
	20	Broyée 3 500	150	480	800	900
	0	2 820	31	281	578	719
	Ciment témoin					
B	25	Brute 3 800	63	250	500	594
		Broyée 9 970	63	281	563	688
	40	Brute 3 800	0	188	469	531
		Broyée 9 970	0	219	531	656
C	25	Brute 3 600	31	250	531	594
		Broyée 10 000	63	250	563	750
	40	Brute 3 600	0	188	469	563
		Broyée 10 000	31	250	625	719

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

RÉSUMÉ.

L'addition de cendres volantes au portland a déjà fait l'objet de nombreuses études. On s'attache ici plus particulièrement à l'influence du broyage sur les propriétés pouzzolaniques.

La formule bien connue, de Féret, qui relie la résistance à la compression d'un mortier aux volumes absolus des ciment, eau, sable et vide, entrant dans ce mortier, permet de définir un coefficient numérique K caractérisant l'énergie hydraulique du ciment à un âge déterminé.

Le remplacement d'une partie du ciment par une poudre inerte laisse le coefficient K inchangé; si la matière pulvérulente présente des propriétés pouzzolaniques, le coefficient K augmente, même si la résistance à la compression diminue. On peut ainsi chiffrer la valeur pouzzolanique des cendres volantes.

La valeur pouzzolanique des cendres, faible aux premiers jours, se développe ensuite rapidement; elle est considérablement augmentée par le broyage.

L'addition de cendres au portland présente l'inconvénient de diminuer les résistances mécaniques aux courtes durées, mais elle les améliore à longue échéance et, comme elle diminue la chaleur d'hydratation aux premiers âges, elle apparaît très favorable pour les travaux en grande masse, comme les barrages.

SUMMARY.

A number of papers have already been published showing the effect of mixing fly ash with Portland Cement. The present study deals chiefly with the effect of grinding the fly ash on its pozzolanic properties.

Feret's well known formula correlating the compressive strength of a mortar and the absolute volumes of cement, water, sand and air in the mortar makes it possible to determine a numerical coefficient K for the measurement of the activity of cement at a given age.

This coefficient K does not change if a certain part of the cement is replaced by an inert powder. If this powder has pozzolanic properties the coefficient K increases even if the compressive strength decreases. It is thus possible to calculate the pozzolanic value of the fly ash.

This value, although low during the first days, increases rapidly afterwards. It is considerably increased by grinding.

The addition of fly ash to portland cement reduces its initial strength but improves it after some time. Since the heat of hydration during the first days is also reduced, the use of fly ash appears to be advantageous in mass concrete structures such as dams.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 108

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

S. G. GUTMAN
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

SOME PROBLEMS OF THE STATICS OF LARGE DAMS IN THE LIGHT OF LABORATORIAL MODEL RESEARCH (*).

Professor S. G. GUTMAN,

Doctor of Technical Science,
Professor of the All-Union Scientific Research
Institute of Hydrotechnics named after B. E. Vedeneev.

The large dam engineering of to-day implies not only engineering skill, but also scientific analysis. This analysis is to be accomplished by means of the complex method, combining analytical solutions of the theory of elasticity and model investigations in special laboratories. The operation experience of such a laboratory of the All-Union Vedenejev Scientific Research Institute of Hydrotechnics (V.N.J.J.G.), accumulated during the period of time after the V International Congress on large dams (R.1), enables us to formulate certain general statements, that are of interest for the modelling and designing of hydrotechnical structures.

Analytical and laboratorial methods of the theory of elasticity have been developed, essentially, for the determination of stresses, resulting from the action of external active forces, applied to a homogeneous massif, whereas actually the massifs of hydrotechnical structures are

(*) *Quelques problèmes sur la statique des barrages (théorie de l'élasticité) à la lumière des Études faites sur modèles en laboratoires.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

subjected to the action of such physical factors as the temperature influence, the percolation flow, etc., whilst the corresponding physical features of the materials of the structures and of their foundations may be different.

In order to make possible the determination of the thermal and percolation stresses it is necessary to find preliminarily a particular solution, complying with the given physical factors and conforming to the equations of equilibrium and to conditions of compatibility and uniqueness of displacements. In order to fulfil the boundary conditions of the problem it, then, remains to add to the particular solution, thus obtained, the general solution for that definite massif with the assumption, that now the massif is free from the action of temperature and percolation. The additional general solution, destined to compensate for the boundary conditions, that have been revealed as result of the particular solution, may be easily reached on models by means of experimental methods of photo-elasticity or of the tensometric net (R.2). The problem is, thus, reduced to the forming of a particular solution, to which task we confine ourselves below.

1. PERCOLATION STRESSES.

The additional stresses, within the dam body, caused by percolation water, are determined through solving the problem of the theory of elasticity for an elastic body under the action of mass forces, namely :

a, the uplift pressure according to the Archimedes' principle equivalent to the volume-weight reduction of the material of the dam, which is equal to the volume-weight of water $\gamma = 1 t/m^3$, and

b, the volume force, having as potential the hydrodynamic head H with its components

$$X = \frac{\partial H}{\partial x}, \qquad Y = \frac{\partial H}{\partial y}, \qquad Z = \frac{\partial H}{\partial z}. \tag{1}$$

In the case, when the action of the Archimedes' uplift force is modelled by reducing the concrete volume-weight of the wetted part of the dam profile — up to the depression line, the action of the hydrodynamical head H is preliminarily determined by means of the particular solution of the problem, corresponding to the given field of the potential H, which is easily determined by the electrical analogy method, basing on the theory of percolation (R.3). The particular solution sought for is determined by the irrotational field of the displacement vector of the potential F_0, whose Laplacian operator is equal to the potential of the volume force H (R.4)

$$\begin{cases} U_x = 4k \dfrac{\partial F_0}{\partial x}, \qquad U_y = 4k \dfrac{\partial F_0}{\partial y}, \qquad U_z = 4k \dfrac{\partial F_0}{\partial z}, \\ \Delta F_0 = H, \qquad \Delta^2 F_0 = \Delta H = 0, \qquad k = \dfrac{1-2\nu}{4-4\nu} \dfrac{\gamma}{2G}, \end{cases} \tag{2}$$

where U_x, U_y, U_z, are the components of the displacement vector, G, the modulus of shear, ν, the Poisson ratio.

In the conditions of a two-dimensional problem ($U_z = 0$) the biharmonic function F_0 arises in the complex form as the real part of the expression :

$$4F_0 = \mathrm{Re}\left[\bar{z}\int H(z)\,dz\right] = x\varphi + y\bar{\varphi}, \tag{3}$$

where

$$z = x + iy; \qquad \bar{z} = x - iy,$$
$$H(z) = H + i\overline{H}$$

the complex potential

$$\int H(z)\,dz = \varphi + i\bar{\varphi}.$$

The dash overhead separates the imaginary part of the analytical expression from its real part.

For the case of a multiple-connected dam profile with n internal openings the condition of uniqueness of displacements implies in the expression (3) of the function F_0 the introduction of the sum n of additional harmonic functions F_m of the following type :

$$F_m = k \frac{Q_m}{2\pi}(a_m - ib_m)\, z_m(\ln z_m - 1), \tag{4}$$

where

$Q_m = \oint \frac{\partial H}{\partial n}\, ds_m$ is the percolation discharge through the boundary line of the opening S_m ;

a_m, b_m, the coordinates of the pole of the profile S_m, determined in the same way as for the centre of gravity of the gradients $\frac{\partial H}{\partial n}$ sheet, plotted normally to the plane of the profile (*fig.* 1)

$$\begin{cases} a_m = \dfrac{1}{Q_m}\oint x \dfrac{\partial H}{\partial n}\, dS_m, \\ b_m = \dfrac{1}{Q_m}\oint y \dfrac{\partial H}{\partial n}\, dS_m, \end{cases} \tag{5}$$
$$z_m = x_m + iy_m = r_m e^{i\theta_m},$$

the complex expression of a coordinate system, originating in the pole of the profile.

The length

$$OO_m = C_m = \sqrt{a_m^2 + b_m^2}.$$

For the case of a twice-connected profile with one single opening the additional harmonic function of the type (4) may fall off, if the coordinate origin be fixed in the pole of the internal profile ($c = 0$).

From the particular solution, accepted for a homogeneous multiple-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

connected region with n internal openings, it is easy by means of the method of the theory of elasticity to deduct the corresponding expressions of the stress components directly in terms of the percolation head H and of its derivatives

$$\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}=\frac{\gamma H}{2(1-\nu)},$$

$$\left.\begin{aligned}\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}&=2GK\left[x\frac{\partial H}{\partial x}-y\frac{\partial H}{\partial y}+\sum_1^n\frac{Q_mC_m}{2\pi}\frac{\cos(\theta_m+\alpha_m)}{r_m}\right],\\ \tau_{xy}&=2GK\left[x\frac{\partial H}{\partial y}+y\frac{\partial H}{\partial x}+\sum_1^n\frac{Q_mC_m}{2\pi}\frac{\sin(\theta_m+\alpha_m)}{r_m}\right],\end{aligned}\right\}\quad(6)$$

$$2GK=\frac{1-2\nu}{1-\nu}\gamma.$$

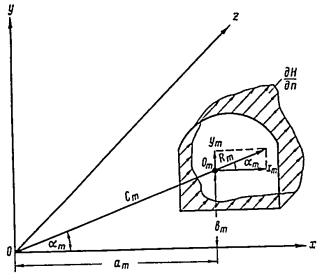


Fig. 1.

It must be noted, that the above interpretation of the problem eliminates the notion of the hydrostatic pressure as an external loading in view of the fact, that it refers, essentially, only to the impermeable massif. In this way, the above method considers jointly the influence of percolation and of hydrostatic pressure on the upstream face.

In the case, when a fractional value of the upward pressure factor is accepted ($\alpha < 1$), it is necessary to take into account the hydrostatic pressure on the upstream face in the amount of $(1-\alpha)\gamma H$.

The above interrelations refer to a massif of homogeneous composition. In the case, when the structure and the foundation of the complex are characterized by different values of the percolation factor C, the circuit function $\overline{H}$ and the head derivative, normal to the contact line $\frac{\partial H}{\partial n}$, undergo a break on the place of contact.

In order to ensure continuity of contact it is necessary to introduce into the particular solution two supplementary functions $\varphi_1(z)$ and $\varphi_2(z)$ of the complex potential, which correspond to the potential field in a infinite homogeneous plane with internal sources, distributed on the straight contact length. The break of the circuit functions $\overline{\varphi}_1$ and $\overline{\varphi}_2$ on the influence line of the internal sources ensures the uniqueness of displacements on the corresponding contact line. The supplementary stress components, arising from the contact of regions with differing physical features, are determined by means of derivative functions of the complex potential

$$\left.\begin{aligned}\psi(z)&=\psi+i\Psi=\frac{d\varphi(z)}{dz},\\ \sigma_y&=-\sigma_x=2G\left[K_1\left(2\overline{\psi}_1+r\frac{\partial\overline{\psi}_1}{\partial r}\right)-K_2r\frac{\partial\overline{\psi}_2}{\partial r}\right],\\ \tau_{xy}&=-2G\left[K_1\left(2\overline{\Psi}_1+r\frac{\partial\overline{\psi}_1}{\partial r}\right)+K_2r\frac{\partial\overline{\Psi}_2}{\partial r}\right],\end{aligned}\right\}\quad(7)$$

where the functions $\overline{\psi}_1$ and $\overline{\Psi}_2$ have a break on the contact line x:

$$\overline{\psi}_1(x)=\mp H;\qquad \overline{\Psi}_2(x)=\mp c\overline{H}.\quad(8)$$

K_1, K_2, the semi-differences between the coefficients, corresponding to the regions in contact

$$K_1=\frac{1}{2}|K|;\qquad K_2=\frac{1}{2}\left|\frac{K}{c}\right|,$$

$$r\frac{\partial}{\partial r}=x\frac{\partial}{\partial x}+y\frac{\partial}{\partial y}.$$

Double significance of the functions (8) on the line of contact is analytically attained by the introduction of the multiplying factor $ln\frac{z-a}{z+a}$ into the complex expressions of these functions.

The plotting of the potential fields above considered is easily performed by means of distribution bus bars (R.5) on electrical analogy-models, whereas — in view of the symmetry of these fields with regard to the contact line — the plotting there of may be confined to one semi-infinite plane. If also the shear modulus of elasticity be of different values in the contact regions, both the normal and tangential stresses undergo rupture on the contact line. In such cases the influence not only of the boundary forces, but also of internal forces, concentrating on the contact line, should be accounted for on the models of the general solution.

2. TEMPERATURE STRESSES.

The thermo-elasticity problem — that of the equilibrium of an elastic body under the influence of non-uniform heating — is to be solved in an analogous way to the above discussed problem, i. e. by

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

means of a particular solution, determined by the irrotational displacement vector (R.4) with the components

$$(9)\qquad \begin{cases} U_x = 4k\dfrac{\partial F_0}{\partial x}, \qquad U_y = 4k\dfrac{\partial F_0}{\partial y}, \qquad U_z = 4k\dfrac{\partial F_0}{\partial z}, \\ 4k = \dfrac{1+\nu}{1-\nu}\alpha = \dfrac{E\alpha}{2G(1-\nu)}, \end{cases}$$

where

$$(10)\qquad \Delta F_0 = t, \qquad \Delta^2 F_0 = \Delta t = \frac{1}{\lambda^2}\frac{\partial t}{\partial \tau},$$

E, the modulus of normal elasticity;
α, the linear expansion coefficient;
λ^2, the temperature conductivity coefficient;
τ, the time coordinate.

In case of a plane problem ($U_z = 0$) the assumed particular solution is responded by the following stress components

$$(11)\qquad \begin{cases} \sigma_x + \sigma_y = -\dfrac{E\alpha t}{1-\nu}, \\ \tau_{xy} = \dfrac{E\alpha}{1-\nu}\dfrac{\partial^2 F_0}{\partial x\,\partial y}, \\ \sigma_x - \sigma_y = \dfrac{E\alpha}{1-\nu}\left(\dfrac{\partial^2 F_0}{\partial x^2} - \dfrac{\partial^2 F_0}{\partial y^2}\right). \end{cases}$$

The function F_0 is to be determined in accordance with the thermal regime.

a. In the case of steady harmonic temperature variations with a constant frequency p the sought for function F_0 is determined directly by a temperature function t, dephased in variation to a quarter wave length $\frac{\pi}{2}$ (R.6). The analytic expression

$$(12)\qquad t = f_1 \cos p\tau - f_2 \sin p\tau$$

where f_1, f_2 — are functions of coordinates, coupled by the condition

$$\frac{f_1}{\Delta f_2} = \frac{-f_2}{\Delta f_1} = \frac{\lambda^2}{p}$$

is responded by the function

$$(13)\qquad F_0 = -\frac{\lambda^2}{p}\frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\lambda^2}{p}(f_1 \sin p\tau + f_2 \cos p\tau).$$

The temperature function t is determined directly on an electrodynamic model of a three-dimensional field of the potential (R.7)

$$(14)\qquad \Phi = t\,\mathrm{ch}\frac{z}{z_0}\cos\frac{z}{z_0} - \frac{\partial t}{p\,\partial \tau}\mathrm{sh}\frac{z}{z_0}\sin\frac{z}{z_0},$$

where

$$z_0 = \lambda\sqrt{\frac{2}{p}}, \qquad \Delta\Phi = \frac{\partial^2\Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\Phi}{\partial z^2} = 0$$

The sought for variation field is determined exhaustively by two phases, shifted to a magnitude $\frac{\pi}{2}$, coupled by the condition

$$\frac{\partial t'}{p\,\partial \tau} = t'' = -f_2, \qquad \frac{\partial t''}{p\,\partial \tau} = -t' = -f_1$$

where the index ′ responds to the phase $\tau = 0$,
where the index ″ responds to the phase $p\tau = \frac{\pi}{2}$.

The stress components are determined correspondingly

$$(15)\qquad \begin{cases} \sigma'_x = -A\dfrac{\partial^2 t''}{\partial y^2}, & \sigma''_x = -A\dfrac{\partial^2 t'}{\partial y^2}, \\ \sigma'_y = A\dfrac{\partial^2 t''}{\partial x^2}, & \sigma''_y = -A\dfrac{\partial^2 t'}{\partial x^2}, \qquad A = \dfrac{E\alpha\lambda^2}{(1-\nu)p}, \\ \tau'_{xy} = -A\dfrac{\partial^2 t''}{\partial x\,\partial y}, & \tau''_{xy} = A\dfrac{\partial^2 t'}{\partial x\,\partial y}; \end{cases}$$

b. In the case of a steady thermal regime the function F_0 is determined in an analogous way, as in the case of the influence of a volume force, whose potential is a harmonic temperature distribution function t.

For the case of a multiple-connected profile with n internal openings, outlined by isotherms, the function F_0 is expressed in a complex form analogously to (3) and (4)

$$(16)\qquad 4kF_0 = \mathrm{Re}\left[\frac{1}{2}\int t(z)\,dz - \sum_1^n \frac{Q_m}{2\pi}(a_m - ib_m)z_m(\ln z_m - 1)\right].$$

Correspondingly, the stress components will be expressed analogously to (6)

$$(17)\qquad \begin{cases} \sigma_x + \sigma_y = \sigma_z = -2G4k t = -\dfrac{E\alpha t}{1-\nu}, \\ \dfrac{\sigma_x - \sigma_y}{2} = 2Gk\left[x\dfrac{\partial t}{\partial x} - y\dfrac{\partial t}{\partial y} + \sum_1^n \dfrac{Q_m C_m}{2\pi}\dfrac{\cos(\theta_m + \alpha_m)}{r_m}\right], \\ \tau_{xy} = 2Gk\left[x\dfrac{\partial t}{\partial y} + y\dfrac{\partial t}{\partial x} + \sum_1^n \dfrac{Q_m C_m}{2\pi}\dfrac{\sin(\theta_m + \alpha_m)}{r_m}\right]. \end{cases}$$

For the complex structure and foundation the additional stress components, involved by the contact of regions with differing characteristics of the material, are determined in conditions of a stationary

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

thermal regime analogously to the formerly discussed percolation problem, accordingly to (7): it then remains only in the expression (8) to replace the function H by t and $\overline{H}$ by l,
where C is the thermal conduction coefficient

$$k = \frac{t_1 - t_2}{l_1 - l_2}.$$

For a region rapidly mixed along the straight line $y = o$ the particular solution is determined by the displacement vector :

$$u = \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{l_1 - l_2}(l - l_2) \quad \text{for} \quad l_1 = l, \quad l_2 = o,$$

The described method of laboratorial investigations on corresponding models makes it possible to deduct analytical solutions for some elementary schemes. To illustrate the above let us bring about the calcu-

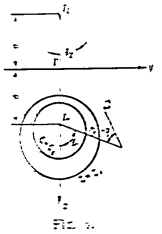


Fig. 2.

lations of temperature stresses in the walls of an eccentric tube in conditions of a constant temperature drop t on the inner surface and zero, on the outer (*fig.* 2). In the isothermic coordinate system (ξ, η), which for the present case will be bipolar, the analytical expression of the potential temperature field will obtain the complex form

$$(18) \qquad t + i\bar{t} = \frac{t_0}{\xi_0 - \xi_1}(\xi - \xi_1 - i\eta_1)$$

where

$$\left.\begin{aligned} \xi &= \ln\frac{r_2}{r_1} \\ \eta_1 &= \theta_2 - \theta_1 \end{aligned}\right\}$$ are the bipolar coordinates with the Lamé differential parameter $h = \frac{\operatorname{ch}\xi - \cos\eta_1}{a}$.

It can be easily ascertained that the pole of the internal profile, the isotherms

$$\xi = \xi_0 = \ln\sqrt{\frac{x_0 + a}{x_0 - a}},$$

will coincide with the pole of the bipolar coordinates Q_1 $(x = a, y = o)$.

The particular solution of the given problem is determined, in accordance with (3), by the function F_0

$$(19) \qquad F_0 = \frac{t_0 a^2}{2(\xi_0 - \xi_1)}\left[\frac{\xi - \xi_1}{\operatorname{ch}\xi - \cos\eta}e^{-\xi} + \frac{x_1}{a}\ln r_2 + \frac{y}{a}\theta_2\right].$$

To answer the conditions on free boundaries we avail ourselves of the solution of Jeffery (R.8) and obtain the final expression for the stress function F

$$(20) \quad F = \frac{t_0 a^2}{4(\xi_0 - \xi_1)}\left\{\frac{e^{-\xi}}{\operatorname{ch}\xi - \cos\eta_1}(2\xi - 2\xi_1 - 1 + e^{-2\xi_1}) - \frac{2\xi_0 + e^{-2\xi_0} - 2\xi_1 - e^{-2\xi_1}}{2\operatorname{sh}(\xi_0 - \xi_1)(\operatorname{sh}^2\xi_0 + \operatorname{sh}^2\xi_1)} \times\left[2\xi\operatorname{ch}(\xi_0 - \xi_1) + \frac{\cos\eta_1}{\operatorname{ch}\xi - \cos\eta_1} \times(\operatorname{sh}(2\xi - \xi_0 - \xi_1) + \operatorname{sh}(\xi_0 - \xi_1) + \operatorname{sh}2\xi_1\operatorname{ch}(\xi_0 - \xi_1))\right]\right\}.$$

The stress components, with the exception of $\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) + E\alpha t$ are determined by means of the above derived function F, as functions

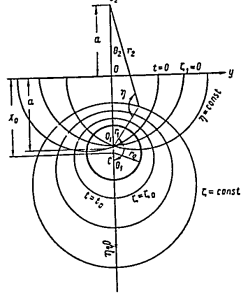


Fig. 3

Airy. For a massif with a straight-line border $\xi_1 = o$ and circular internal profile $\xi = \xi_0$ (*fig.* 3) the temperature stresses on the free isothermic surfaces are determined by the following expression :

$$(21) \qquad \sigma = \frac{E\alpha t_0}{1 - \nu}\frac{\operatorname{ch}\xi - \cos\eta}{\xi_0}\left[e^{-\xi} - \frac{2\xi_0 - 1 + e^{-2\xi_0}}{2\operatorname{sh}^2\xi_0}\operatorname{ch}\xi_0\operatorname{sh}\xi \pm \operatorname{sh}\xi_0\cos\eta\right]$$

where the sign + denotes the inner profile $\xi = \xi_0$;
where the sign — denotes the outer border $\xi = o$.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

On figure 4 the dependence of the temperature stress value is presented in function of the interrelation $\frac{r_0}{x_0} = \frac{1}{\operatorname{ch}\xi_0}$ for two characteristic points of the section in the key;

σ_0, the middle point of the straight line border $\xi = 0$; $\eta = \pi$;

σ_i, the point of the inner profile $\xi = \xi_0$; $\eta = \pi$;

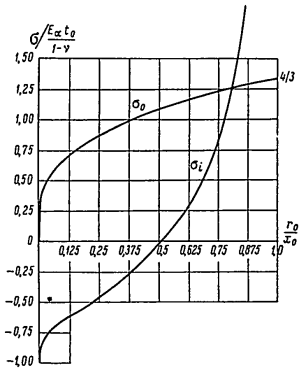


Fig. 4.

The thus obtained expression of the calculated stress for the external border

$$\sigma_0 = 1 \frac{E\alpha t_0}{1-\nu} \frac{\operatorname{sh} 2\xi_0 - 2\xi_0}{2\xi_0(\operatorname{ch} 2\xi_0 - 1)}, \tag{22}$$

may also be made use of in the case of a non-circular form of the opening provided that the pole of the isothermic profile of the aperture is situated far enough from the straight-line border. The position of the pole is determined, in accordance to (5)

$$x = \frac{1}{Q} \oint x \frac{\partial t}{\partial n} ds$$

The parameter ξ_0 is to be chosen in the same way, as for a circle of equivalent discharge

$$\xi_0 = \frac{Q}{2\pi t_0}$$

3. LOCAL STRESSES IN THE VICINITY OF AN INCLINED CYLINDRICAL OPENING IN THE DAM BODY.

In building a hydroelectric power plant behind the dam with considerable hydraulic head the dam body is frequently cut through by the pressure pipeline, whose axis has an incline of several degrees to the horizontal. We assume the diameter of the opening to be small as compared to the dimensions of the profile of the massif and to its length.

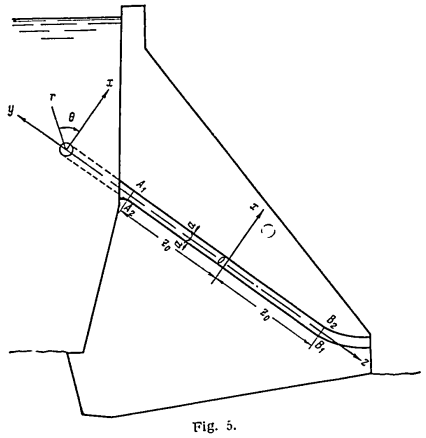


Fig. 5.

The weakening of the massif by the opening causes local stresses, that are quickly fading out with the increasing distance from the surface of the opening. The problem of calculating the local stresses is to be treated here as a plane problem for the case of the opening axis being normal to the plane of the profile (R.9), still with taking into account of all the six components of the volume stressed state.

Assuming at the beginning the massif, as being solid, without any opening, and being influenced in the conditions of the plane problem ($\tau_{xy} = \tau_{yz} = \sigma_y = 0$), we find by means of usual methods the distribution of stresses in the profile plane, that includes the axis z of the opening and the axis x normal to it (*fig. 5*). Let us consider separately the part of the profile area, corresponding to the diametrical section

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of the opening and confined, correspondingly, by the straight lines $x = \pm a$; $z = \pm z_0$. Within the area thus marked we assume the stress components τ_z and τ_{xz} to be distributed in accordance with the plane law

$$(23)\qquad \begin{cases} \tau_z = q - q_z \dfrac{z}{z_0} - q_x \dfrac{x}{a}, \\ \tau_{xz} = t - t_z \dfrac{z}{z_0} - t_x \dfrac{x}{a}. \end{cases}$$

For the case of a triangular form of the dam profile the assumed linear relations (23) are directly complied with under the influence of the dead weight and of the water pressure with the level at the dam crest.

In the general case the curvilinear stress distribution sheets, referred to the straight lines $x = \pm a$, can be reduced to statically equivalent trapeziums. By interpolating the ordinates of the plotted sheets linearily to x we will obtain approximately the linear stress distribution in accordance with (23).

The linear stress field τ_z, τ_x and τ_{xz} (23) gives on the surface of the opening s, mentally separated in the solid planely-stressed massif, the component stresses τ_{ns}, τ_{ns} and τ_n, the removal whereof secures the boundary condition of the free surface of the opening. The stress field to be subtracted is to be determined by solving the equilibrium problem for a tube of unlimited radius of the external surface ($r = a_1 = \infty$) under the influence of predetermined stresses on the inner surface s. The given problem should be solved stagewise for separate composing expressions (23).

The tangential stress τ_{xz} (23) in the zone of the aperture being designed comes out to be, on its surface

$$(24)\qquad \tau_{ns} = \tau_{xz} \frac{dy}{ds} = \left(t - t_z \frac{z}{z_0} - t_x \frac{x}{a}\right) \frac{dy}{ds}.$$

The boundary tangential stress τ_{ns} is to be taken off by means of the harmonic functions φ_0, φ_1 and φ_2, determining the plane ($U_y = 0$) solenoidal (diverg. = 0) field of the displacement vector

$$(25)\qquad \begin{cases} GU_x = \dfrac{t_z}{t_0} \varphi_2 \\ GU_z = \left(t - t_0 \dfrac{z}{z_0}\right) \varphi_0 + \dfrac{t_x}{a} \varphi_1, \end{cases}$$

where

$$\frac{\partial \varphi_2}{\partial x} = -\varphi_0.$$

The boundary condition (24) for the surface S is ensured accordingly by the boundary functions φ_0 and φ_1 in the same profile s

$$(26)\qquad \frac{\partial \varphi_0}{\partial n} = \frac{dy}{ds}; \qquad \frac{\partial \varphi_1}{\partial n} = x \frac{dy}{ds}.$$

Away off the surface S the derivatives of φ_0 and φ_1 are approaching to zero. Thus, the harmonic functions sought for are determined by

solving the boundary problems by mathematical analysis methods or on electro-analogical models. The uniqueness of displacements implies correspondingly the uniqueness of the harmonic functions φ, contained in their expressions (25). On electro-analogical models it is preferable to assume as potential the function $\bar{\varphi}$, coupled with the corresponding function φ through the Cauchy-Riemann conditions.

The boundary conditions (24) determine the modelled potential functions $\bar{\varphi}$ with an accuracy up to a desired constant C, whose value is to be evolved from the condition of uniqueness of the function φ, i. e., from the condition that the intensity I of the supply current of the inner outline s of the modelled cross-section profile equals zero

$$I = \oint \frac{\partial \bar{\varphi}}{\partial n} ds = 0$$

For the case of a circular outline of the profile s ($r = a$) the functions φ_0, φ_1 and φ_2 obtain the following expression :

$$(27)\qquad \begin{cases} \varphi_0 = -a^2 \dfrac{\cos\theta}{r}, \qquad \varphi_1 = \dfrac{a^2}{r}\left(2 \ln \dfrac{r}{a_1} - \dfrac{r^2}{a^2} \cos 2\theta\right), \\ \varphi_2 = a^2 \ln \dfrac{r}{a_1}. \end{cases}$$

The boundary stresses τ_{ns} and τ_n, responding to the assumed displacement field (25), do not depend on z and are taken off by solving the corresponding plane deformation problem.

In an analogous way the boundary stresses τ_{ns} and τ_n are taken off, corresponding to the components of the expression τ_x (23).

For the first two addends q and $q_z \dfrac{z}{z_0}$ the components of stress and displacement in sections, normal to z, are conjugated correspondingly by the proportional dependence

$$(28)\qquad \frac{\tau_x}{\tau_x^*} = \frac{\sigma_y}{\sigma_y^*} = \frac{\tau_z}{\tau_z^*} = \frac{\tau_{xy}}{\tau_{xy}^*} = \frac{U_x}{U_x^*} = \frac{U_y}{U_y^*} = \frac{q_z}{q} \frac{z}{z_0}$$

where the notations with the index * refer to the case of uniform distribution of τ, along the axis z, whilst the notations without index refer to the case $\tau_z = q_z \dfrac{z}{z_0}$. Thus, the case of the distribution of the external forces in linear dependence from z is reduced to the solving of a corresponding plane deformation problem, that does not contain z. This reduction complies with the equations of the theory of elasticity under the condition of the introduction of an additional displacement vector

$$(29)\qquad 2GU_z = \frac{1}{z_0}\left(F - \frac{x\varphi + y\bar{\varphi} - \varphi_3}{2}\right),$$

where

F is the Airy stress function for a corresponding plane problem;

$$\frac{\partial \bar{\varphi}}{\partial x} = \frac{\partial \varphi}{\partial y} = \tau_x^* + \tau_y^* = \Delta F$$

φ_3 as well as φ and $\bar{\varphi}$ a harmonic function.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

In contradistinction to the plane problem the operation $\sigma_x = q_z \frac{z}{z_0}$, is accompanied by tangentional stresses

$$(30)\quad \begin{cases} \tau_{xz} = \dfrac{q_z}{4 z_0}\left[(1-2\nu)\bar{\tau} - x\dfrac{\partial \bar{\tau}}{\partial x} + y\dfrac{\partial \bar{\tau}}{\partial y} - \dfrac{\partial \bar{\tau}_3}{\partial x}\right], \\ \tau_{yz} = \dfrac{q_z}{4 z_0}\left[(1-2\nu)\bar{\bar{\tau}} - x\dfrac{\partial \bar{\tau}}{\partial y} - y\dfrac{\partial \bar{\tau}}{\partial x} - \dfrac{\partial \bar{\tau}_3}{\partial y}\right]. \end{cases}$$

The corresponding stresses τ_{nz} on the surfaces s are taken off in the same way as for the operation τ_{rz} by means of a function τ_3, defined by the boundary condition on the profile s

$$(31)\quad \frac{\partial \bar{\tau}_3}{\partial n} = (1-2\nu)\left(\bar{\tau}\frac{dx}{dn} + \bar{\bar{\tau}}\frac{dy}{dn}\right) - x\frac{d\bar{\tau}}{dn} - y\frac{d\bar{\tau}}{ds}.$$

In the case of a circular profile outline s ($r = a$), having at disposal, in accordance with the well-known solution for a stretched plate with circular opening (R.10), the Airy stress function

$$(32)\quad F = \frac{a^2}{4}\left[2\ln\frac{r^2}{a^2} - \left(2 - \frac{a^2}{r^2}\right)\cos 2\theta\right], \qquad \Delta F = \frac{a^2}{r^2}\cos 2\theta,$$

it is easy to deduce the harmonic functions

$$(33)\quad \begin{cases} \bar{\tau} = -2a^2\dfrac{\cos\theta}{r}, \qquad \bar{\bar{\tau}} = 2a^2\dfrac{\sin\theta}{r}, \\ \bar{\tau}_3 = 2(1-\nu)a^2\dfrac{\cos 2\theta}{r^2}. \end{cases}$$

After the described operations of taking off the tangentional stress τ_{nz} on the surface s it still remains to take off the boundary stresses τ_n, and σ_n on the surface s by means of solving the conventional plane deformation problem.

For the case of a circular outline of the inner profile under external loading :

$$(34)\quad \begin{cases} \tau_{nz} = \tau_{r\theta} = \sum_1^n t_m \sin m\theta, \\ \sigma_n = \sigma_r = \sum_0^n q_m \cos m\theta, \end{cases}$$

the stress function Airy will be expressed

$$(35)\quad \frac{F}{a^2} = q_0 \ln\frac{r}{a} - \frac{t_1}{2}\frac{a}{r}\cos\theta + \frac{q_1 - t_1}{2}\frac{r}{a}\left[\theta\sin\theta - \frac{1-\nu}{4}\cos\theta\left(2\ln\frac{r}{a} + \frac{a^2}{r^2}\right)\right] + \sum_{k=2}\left[\frac{q_k - t_k}{2}\left(1 - \frac{k+1}{k-1}\frac{r^2}{a^2}\right) - \frac{t_k}{k}\right]\frac{a^k}{k+1}\frac{\cos k\theta}{r^k}.$$

In the conditions of the problem in question, as it can be easily ascertained, by conversion in the cylindrical coordinates system $r, \theta, k = 3$

$$(36)\quad q_0 = q_2 = -t_2 = \frac{1}{2}\left(q + q_z\frac{z}{z_0}\right), \qquad t_1 = t_3 = q_1 = \frac{q_1}{4} = \frac{q_x}{4}.$$

Making use of the deduced expressions of the Airy stress function (35) and of the additional displacement vectors (25) and (29) and neglecting for short the differentiation operations, we are enabled to write the final expressions of the stress components in the walls of a tube with indefinite radius of the external surface ($r = a_1 = \infty$) under the influence of given stresses on the inner surface $r = a$

$$(37)\quad \begin{cases} \dfrac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} = \dfrac{q_x}{2}\dfrac{a^2}{r^2}\cos 3\theta + \left(q + q_z\dfrac{z}{z_0}\right)\dfrac{a^2}{r^2}\cos 2\theta \\ \qquad + \dfrac{q_x - (1-\nu)\dfrac{a}{z_0}t_z}{4(1-\nu)}\dfrac{a}{r}\cos\theta, \\ \dfrac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} = \dfrac{1}{2}\left(q + q_z\dfrac{z}{z_0}\right)\dfrac{a^2}{r^2}\left[1 + \left(2 - 3\dfrac{a^2}{r^2}\right)\cos 2\theta\right] \\ \qquad - \dfrac{t_z}{2}\dfrac{a}{z_0}\left(1 - \dfrac{1+2\nu}{2-2\nu}\dfrac{a^2}{r^2}\right)\dfrac{a}{r}\cos\theta \\ \qquad + \dfrac{q_x}{4}\left[\left(2 - \dfrac{\nu}{1-\nu}\dfrac{a^2}{r^2}\right)\dfrac{a}{r}\cos\theta + \left(3 - 4\dfrac{a^2}{r^2}\right)\dfrac{a^3}{r^3}\cos 3\theta\right], \\ \tau_{r\theta} = \dfrac{1}{2}\left(q + q_z\dfrac{z}{z_0}\right)\dfrac{a^2}{r^2}\left(2 - 3\dfrac{a^2}{r^2}\right)\sin 2\theta \\ \qquad - \dfrac{1+2\nu}{4-4\nu}t_z\dfrac{a}{z_0}\left(1 - \dfrac{a^2}{r^2}\right)\dfrac{a}{r}\sin\theta \\ \qquad - \dfrac{q_x}{4}\left[\left(\dfrac{1-2\nu}{1-\nu} + \dfrac{\nu}{1-\nu}\dfrac{a^2}{r^2}\right)\dfrac{a}{r}\sin\theta - \left(3 - 4\dfrac{a^2}{r^2}\right)\dfrac{a^3}{r^3}\sin 3\theta\right], \\ \sigma_z = \nu\left[2\left(q + q_z\dfrac{z}{z_0}\right)\dfrac{r^2}{a^2}\cos 2\theta + q_x\dfrac{a^2}{r^2}\cos 3\theta\right] \\ \qquad + \dfrac{1}{2}\left[\dfrac{\nu}{1-\nu}q_z - \dfrac{1-\nu}{1-\nu}t_z\dfrac{a}{z_0}\right]\dfrac{a}{r}\cos\theta, \\ \tau_{rz} = -(1-\nu)q_z\dfrac{a}{z_0}\left(1 - \dfrac{a^2}{r^2}\right)\dfrac{a}{r}\cos 2\theta + \dfrac{t_x}{2}\dfrac{a}{r}\left(1 + \dfrac{a^2}{r^2}\cos 2\theta\right) \\ \qquad + \left(t + t_z\dfrac{z}{z_0}\right)\dfrac{a^2}{r^2}\cos\theta, \\ \tau_{\theta z} = (1-\nu)q_z\dfrac{a}{z_0}\left(\dfrac{a^2}{r^2} - \dfrac{\nu}{1-\nu}\right)\dfrac{a}{r}\sin\theta + \dfrac{t_x}{2}\dfrac{a^2}{r^2}\sin 2\theta \\ \qquad + \left(t + t_z\dfrac{z}{z_0}\right)\dfrac{a^2}{r^2}\sin\theta \end{cases}$$

By subtracting the obtained stress field from the corresponding stress field in the solid massif we will obtain the final expression for the stresses

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

on the free surface of the opening

$$\left| \qquad \right| \qquad \frac{a}{z_0} \cos\theta,$$

$$\left| \qquad \right| \qquad \sin\theta,$$

$$\qquad \frac{a}{z_0} \cos\theta$$

where the index o denotes the stress components, referring to the solid massif.

The stress concentration on the ends of the diameter, perpendicular to the plane of the given profile [illegible] is determined accordingly

[illegible]

It is to point the investigations by means of the photo-elasticity method carried out on the image of a linearly compressed block with an inclined cylindric cavity have confirmed the above deduced approximate dependences.

The described method of determination of local stresses in the vicinity of a cylindric opening in conditions of a volume-stressed state can be extended on the desired outline of the opening profile, providing the [illegible] is being made on the basis problem solution [illegible] by conforming dependences [illegible] the limit region with [illegible] corresponding circle.

[illegible] STRESSES [illegible] OF [illegible] OF A MASSIF [illegible] DEFORMATIONS

[illegible] structure is under load [illegible] surface and weight. [illegible] the case of load when [illegible] its strength begins [illegible] beginning of its mount [illegible] its [illegible] structure presents [illegible] stresses [illegible] constructed practically [illegible] corresponding loading [illegible] active loading [illegible] stresses that should [illegible] those proper stresses which [illegible] of the building process [illegible] and shrink[illegible] additional [illegible] stresses [illegible] added [illegible]

By taking away the load from the principal block the supplementary section comes into action, hindering the principal block from restoring its unstrained outline.

On the contact line of these blocks interaction forces are aroused : normal stresses q and tangential stresses t, that determine the initial strained state of the two-block complex. The initial stresses, caused by the interaction forces q and t between the blocks, are determined by deduction of the corresponding stresses, aroused by one and the same system of (volume and surface) forces, applied to the principal block before and after its jointing. For the sake of clearness, the subtraction of stresses is graphically represented on figure 6, where ABCD is the principal block, ABCEKL-the jointed one. As regards the initial stresses from the influence of the gravity volume

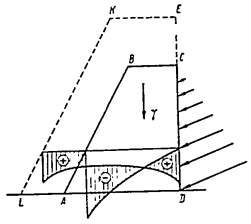


Fig. 6.

force the following should be noted. It is assumed, that the concrete block, that is being jointed, remains in a liquid state during the full period of its erection. The taking off of the load from the massif in the period of its jointing does not bring about any initial stresses in it. In order to reveal the latter the operation of load removal is fulfiled mentally after the erection of the jointed block in the course of its setting. For the added block the gravity is taken off, as a hydrostatical strained state, immediately before the moment of setting; as regards the principal block its weight is taken off after the said moment, when the jointed block comes into elastic work, as a section of the complex massif.

The succession described is arbitrarily assumed in order to make possible the summing of the influence of superficial and volume forces in the process of computing the initial stresses. In the course of experimental investigation of the problem discussed on photoelastic models it is convenient to use the method of deformation freezing. To the model of the principal block with frozen deformations, caused by a certain load, a strainless model of the additional block (of the very same material, of course) is glued on in cold state. The complex

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

model thus obtained is then subjected to annealing, which is equivalent to taking off of the external forces (superficial and volume), formerly applied to the principal block. The examination of the annealed model in polarized light reveals the picture of initial stresses.

For the analytical solution of the problem the distribution of the sought for stresses q and t is determined on the basis of the conditions of contact. For the sake of convenient formulation of these conditions we introduce correspondingly indices o, 1″ for stresses and deformations on the opposite sides of the contact line, which is admitted as a straight line-axis x :

O for the strained state of the principal block under the influence of its proper weight γ and of the external load before the jointing of the additional block (*fig. 7 a*).

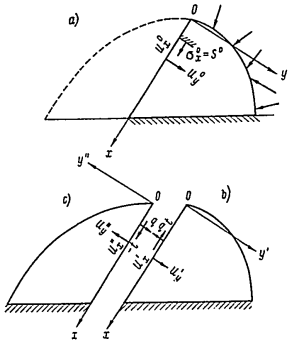


Fig. 7.

The straight-line Ox edge undergoes no loading

$$(40) \qquad \nu = 0, \qquad \sigma_y^0 = \tau_{xy}^0 = 0,$$

′ for the strained state of the said block, monlithically conjugated with the jointed one, after taking off of the load, responding to the scheme O. The principal block is now only under the influence of the interaction forces q and t (*fig. 7 b*).

$$(40') \qquad \nu' = 0, \qquad \sigma_y' = q, \qquad \tau_{xy}' = t$$

″ for the strained state of the jointed block under the influence of the same forces q and t (*fig. 7 c*)

$$(40'') \qquad \nu'' = 0, \qquad \sigma_y'' = q, \qquad \tau_{xy}'' = -t,$$

The axis y in each of the schemes is directed as inner normal to the corresponding block. It is assumed, that the complex massif, as well as its constituting blocks, are subject to conditions of the plane deformation problem. The boundary conditions on the contact line — axis x — are determined correspondingly :

from the equilibrium condition

$$(41) \qquad \sigma_y' = \sigma_y'' = q. \qquad \tau_{xy}' = -\tau_{xy}'' = t,$$

and from the condition of contact continuity

$$(42) \qquad U_x'' = U_x' - U_x^0. \qquad -U_y'' = U_y' - U_y^0$$

By presenting the condition (42) — after excluding free displacement of blocks, as forming a solid whole — in differential form $\frac{\partial}{\partial x}(U_x' - U_x'') = 0$; $\frac{\partial^2}{\partial x^2}(U_y' + U_y'' - U_y^0)$. form and availing ourselves of the well-known from the elasticity theory equations Cauchy, constants Lamé and equilibrium equations, we obtain the final expression of the contact continuity condition

$$(43) \qquad \begin{cases} S' - S'' = S^0, \\ \frac{\partial S'}{\partial y'} + \frac{\partial S''}{\partial y''} = \frac{\partial S^0}{\partial y'} + \frac{\gamma_y}{1-\nu}, \end{cases}$$

where

$$S = \sigma_x + \sigma_y.$$

γ_y is the projection on the axis y' of the gravity volume force in the principal block before jointing.

The functions S^0 and $\frac{\partial S^0}{\partial y}$ are known from the statical calculation of the principal block before the jointing. The structure of the analytical expression of the functions S′ and S″, conjugated linearily with the sought for functions of x : q and t :

$$S' = qS_q' + tS_t',$$
$$S'' = qS_q'' - tS_t'',$$

is accepted as analogous in general outline to that, obtained for S^0. The expressions (43), determining the sought for interaction forces the contact q and t, obtain the following form

$$(44) \qquad \begin{cases} q(S_q' - S_q'') + (S_t' + S_t'') = S^0, \\ q\left(\frac{\partial S_q'}{\partial y'} + \frac{\partial S_q''}{\partial y''}\right) + t\left(\frac{\partial S_t'}{\partial y'} - \frac{\partial S_t''}{\partial y''}\right) = \frac{\partial S_0}{\partial y'} + \frac{\gamma_y}{1-\nu}. \end{cases}$$

Should the functions S and $\frac{\partial S}{\partial y}$ be presented in the form of series, the expressions (44) refer then separately to corresponding members of series.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

In the case of a complex massif, consisting in three blocks, whereof the two boundary blocks are principal and the 3rd — intermediate-one is jointed additionally, we obtain two contact lines on the axes x_1 and x_2 (*fig.* 8). By presenting the functions S on the sides of the contact line analogously to (44) :

in the principal-boundary-blocks

$$(45)\qquad \begin{cases} S'_1 = \sigma'_{x_1} + \sigma'_{y_1} = q_1 S'_{1,q_1} + t_1 S'_{1,t_1}, \\ S'_2 = \sigma'_{x_2} + \sigma'_{y_2} = q_2 S'_{2,q_2} + t_2 S'_{2,t_2}, \end{cases}$$

and in the additional-intermediate-block

$$S''_1 = \sigma''_{x_1} + \sigma''_{y_1} = q_1 S''_{1,q_1} + q_2 S''_{1,q_2} - t_1 S''_{1,t_1} - t_2 S''_{1,t_2}$$
$$S''_2 = \sigma''_{x_2} + \sigma''_{y_2} = q_1 S''_{2,q_1} + q_2 S''_{2,q_2} - t_1 S''_{2,t_1} - t_2 S''_{2,t_2}$$

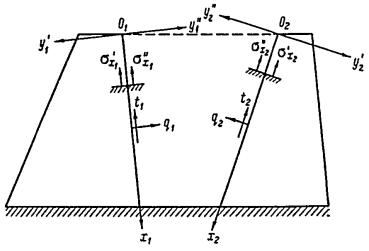


Fig. 8.

we obtain a system of four equations, determining the sought for interaction forces q and t on both the contact lines

$$(46)\qquad \begin{cases} q_1(S'_{1,q_1} - S''_{1,q_1}) - q_2 S''_{1,q_2} + t_1(S'_{1,t_1} + S''_{1,t_1}) + t_2 S''_{1,t_2} = S^0_1, \\ q_2(S'_{2,q_2} - S''_{2,q_2}) - q_1 S''_{2,q_1} + t_2(S'_{2,t_2} + S''_{2,t_2}) + t_1 S''_{2,t_1} = S^0_2, \\ q_1\left(\dfrac{\partial S'_{1,q_1}}{\partial y'_1} + \dfrac{\partial S''_{1,q_1}}{\partial y''_1}\right) + q_2 \dfrac{\partial S''_{1,q_2}}{\partial y''_1} \\ \qquad + t_1\left(\dfrac{\partial S'_{1,t_1}}{\partial y'_1} - \dfrac{\partial S''_{1,t_1}}{\partial y''_1}\right) + t_2 \dfrac{\partial S''_{1,t_2}}{\partial y'_1} = \dfrac{\partial S^0_1}{\partial y'_1} + \dfrac{\gamma y'_1}{1-\nu}, \\ q_2\left(\dfrac{\partial S'_{2,q_2}}{\partial y'_2} + \dfrac{\partial S''_{2,q_2}}{\partial y''_2}\right) + q_1 \dfrac{\partial S''_{2,q_1}}{\partial y''_1} \\ \qquad + t_2\left(\dfrac{\partial S'_{2,t_2}}{\partial y'_2} - \dfrac{\partial S''_{2,t_2}}{\partial y''_2}\right) - t_1 \dfrac{\partial S''_{2,t_1}}{\partial y'_2} = \dfrac{\partial S^0_2}{\partial y'_2} + \dfrac{\gamma y'_2}{1-\nu}. \end{cases}$$

In the case of a symmetrical disposition of the principal blocks the sought for forces

$$q_1 = q_2 = q, \qquad t_1 = -t_2 = t;$$

are determined in accordance with (44); it is only to be kept in view, that the function S' for the jointed intermediate block — in distinction from S' — responds to the bilateral symmetric influence of the load q and t upon it.

Availing ourselves of the evolved dependences, let us determine the initial stresses on the contact of two consecutively erected sections of a complex triangular dam profile (*fig.* 9). The following external forces are influencing the principal section α_1 :

The proper weight γ and the hydrostatic water pressure; $\gamma_b \cos\beta$; they arouse stresses, distributed in proportion to r.

The interaction forces q and t along the contact Ox; we admit for these the very same linear dependence from r.

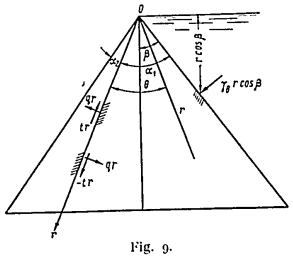


Fig. 9.

The sought for values of q and t will be determined by the solution of a system of equations (44) through the substitution therein of the corresponding expressions of S and $\dfrac{\partial S}{\partial n}$ in accordance with the well-known solution of the plane problem of the elasticity theory of a wedge $\alpha \geq \theta \geq 0$ under the influence of its own weight and of an unilateral load qr and tr

$$(47)\qquad \begin{cases} q_r = \dfrac{\sqrt{1+m_1^2}\, r\cos\zeta}{(m_1+m_2)^2}\left\{(m_1^2+3m_1m_2-2)\gamma_b\right. \\ \qquad \left. + \gamma\left[(m_1+3m_2)\operatorname{tg}\zeta - \nu - \dfrac{1-m_1\operatorname{tg}\zeta}{(1-\nu)(1+m_1^2)}\right]\right\}, \\ t_r = \dfrac{\sqrt{1+m_1^2}\, r\cos\zeta}{(m_1+m_2)^2} \\ \qquad \times\left\{(2m_1m_2+m_1-m_2)\gamma_b + \gamma\left[2m_2^2\operatorname{tg}\zeta + m_1 - m_2\right.\right. \\ \qquad \left.\left. + \dfrac{(m_1-m_2)(1-m_1\operatorname{tg}\zeta)}{(1-\nu)(1+m_1^2)}\right]\right\}, \end{cases}$$

where

$$m = \operatorname{tg}\alpha$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

In order to illustrate the above, let us consider an elementary instance of a triangular profile, composed of two symmetrical sections : one of them — the principal, ponderable, and the second — jointed — inponderable (*fig.* 10). The interaction forces in the direction of the axis x are determined from (47) through the substitution therein of

$$(48)\qquad \begin{cases} \operatorname{ctg}\zeta = m_1 = m_2 = m, \\ q_r = \dfrac{\gamma_r}{4m^2}, \qquad t_r = -\dfrac{\gamma_r}{4m}. \end{cases}$$

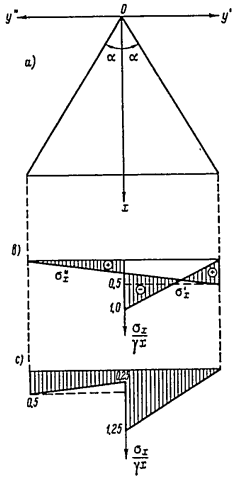


Fig. 10.

The thus obtained values of q and t make it easy to determine the component stresses in the separate blocks.

In the principal block :

$$(49)\qquad \begin{cases} \sigma'_x = -\dfrac{\gamma}{4}(3x - 5my'), \\ \sigma'_y = \dfrac{\gamma}{4m^2}(x + my'), \\ \tau'_{xy} = -\dfrac{\gamma}{4m}(x - 3my'). \end{cases}$$

In the jointed block :

$$\sigma''_x = m\tau''_{xy} = m^2\sigma''_y = \frac{\gamma}{4}(x - my'')$$

In conditions of the problem in question, where the component stresses are varying in linear dependence from the coordinates, the distribution of σ_z within horizontal sections $x = \text{const.}$ may be found in a simpler way, directly from the elementary formulae of eccentric compression by the weight of the principal block of the corresponding sections before and after the jointing. The graphical subtraction — on figure 10 — of the sheets mentioned determines the sought for distribution of the initial stresses σ'_z, in the principal part and of stresses σ''_z — in the jointed part.

By adding to the thus determined initial stresses σ'_z, σ''_z the stresses, caused by the proper weight of the summary profile $\sigma_z = \frac{\gamma x}{2}$, we will obtain the stress distribution sheet from the proper weight of the complex massif considered (*fig.* 10 *c*).

In the case of parallel strips, i. e., vertical piles or horizontal layers, the functions S_0 and $\frac{\partial S_0}{\partial n}$ in the general case are expressed by means of the Fourier's series. Correspondingly, the left side of the equations (44) is presented by analogous series, responding to the solutions of the plane problem of the elasticity theory by Ribière (R.12) and Filon (R.13) for a rectangular strip.

The continuity of contact with the foundation — the semi-infinite plane of the vertical piles — is attained through the introduction of a supplementary particular solution by means of a model of potential fields with sources distributed therein in an analogous way as described above for the determination of percolation and temperature stresses in a complex region.

Let is be noted, that the methods evolved may also be applied for the computation of initial stresses, due to contraction and exothermy in the volume of the block jointed. In this case the index o refers to stresses and deformations, caused by the above-mentioned physical effects in the jointed block, free from contact with the foundation.

5. CONSIDERATIONS ON THE CHOICE OF THE OPTIMUM ORIENTATION AND OUTLINE OF AN OPENING IN THE PROFILE OF A MASSIF.

Analogously to item three, we assume the dimensions of the opening as being small in comparison to the solid parts of the profile of the massif. As criterion for the optimum orientation and outline of an opening we accept the condition of the minimum concentration of local stresses, due to the weakening of the massif in result of the ope-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ning. For the sake of convenience of analysis we turn to the solution of the plane-problem of the theory of elasticity for the case of the uniform deformation of a infinite plate

$$\sigma_x = q_a, \qquad \sigma_y = q_b, \qquad \tau_{xy} = 0, \tag{50}$$

weakened by an elliptical opening (*fig.* 11).

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1.$$

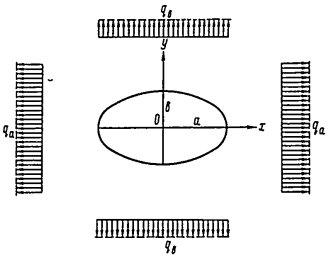


Fig. 11.

Let us consider the case, when the resultant forces along the axes of the ellipse — before the isolation of the opening — are equal to one another

$$\frac{q_a}{a} = \frac{q_b}{b} = \frac{a}{a+b}. \tag{51}$$

Availing ourselves of the solution of the given problem in elliptical coordinates α, β (R.14), let us write the expression of the Airy stress function for the conditions (51)

$$F = \frac{qc^2}{8}\left[\operatorname{ch} 2\alpha + \cos 2\beta - 2\alpha \operatorname{sh} 2\alpha_0 - \operatorname{ch} 2(\alpha - \alpha_0)\cos 2\beta\right] \tag{52}$$

where

$$c^2 = a^2 - b^2.$$

Hence we find the component stresses

$$\begin{cases} \sigma_\alpha + \sigma_\beta = q, \\ \sigma_\beta - \sigma_\alpha = q\,\dfrac{\operatorname{ch} 2\alpha_0 - \operatorname{ch} 2(\alpha - \alpha_0)\cos 2\beta}{\operatorname{ch} 2\alpha - \cos 2\beta}, \\ \tau_{\alpha\beta} = -\dfrac{q}{2}\,\dfrac{\operatorname{sh} 2(\alpha - \alpha_0)\sin 2\beta}{\operatorname{ch} 2\alpha - \cos 2\beta}. \end{cases} \tag{53}$$

It is easy to ascertain on the prolongation of the axes of the ellipse to infinity :

$$\sin 2\beta = 0, \qquad \operatorname{ch} 2\alpha - \cos 2\beta \sim \tfrac{1}{2} e^{2\alpha}$$

that the conditions (50) are complied with.

Along the free outline of the opening $\alpha = \alpha_0$

$$\sigma_\alpha = 0, \qquad \tau_{\alpha\beta} = 0$$

The stress σ_β is distributed uniformly

$$\sigma_\beta = q = q_a + q_b.$$

Thus it is demonstrated, that with regard to the concentration of local stresses the optimum interrelation (51) has been adopted.

REFERENCES.

1. S. G. Gutman, *Laboratorial investigation methods of the strained state of the elements of hydraulic structures* (*V International Congress on Large Dams*, Paris, 1935).
2. N. S. Rosanov, *The experimental method of the tensometric net, and its application for solving problems of structural statics* (*Transactions of V.N.J.J.G.*, vol. 57, 1937).
3. N. N. Pavlovsky, *The theory of movement of ground waters under hydraulic structures*, 1922.
4. P. F. Papkovich, *The theory of elasticity*, 1939.
5. S. G. Gutman, *The application of the method of electric analogy to the solution of problems of elasticity* (*Transactions of V.N.J.J.G.*, vol. 26, 1940).
6. S. G. Gutman, *The determination of thermal stresses from harmonic temperature variations* (*Transactions of V.N.J.J.G.*, vol. 47, 1952; vol. 51, 1954).
7. S. G. Gutman, *The solving of some equations of the theory of elasticity by the method of electrical analogy* (*Transactions of V.N.J.J.G.*, vol. 36, 1948).
8. G. B. Jeffery, *Plane stress and plane strain in bipolar coordinates* (*Phil. Trans. of the Roy. Soc. of London*, Série A).
9. W. L. Fedorov, *The influence of circular apertures on the stress distribution in dams of triangular profile* (*Transactions of V.N.J.J.G*, vol. 20, 1937).
10. G. Kirsch, *V. D. J.*, vol. 42, 1898.
11. N. J. Musskhelishvili, *Some principal problems of the mathematical theory of elasticity*, 1933.
12. M. C. Ribière, *C. R. Acad. Sc.*, t. 126, 1898, p. 402 et 1190.
13. L. N. G. Filon, *Phil. Trans. Roy. Soc. of London*, Série A; vol. 201, 1903.
14. C. E. Inglis, *Some special cases of two-dimensional stress or strain* (*Trans Inst. Naval Arch.*, 1922).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

SUMMARY.

This report is devoted to complex theoretical and experimental methods of solving special problems of the theory of elasticity, connected with the building of high dams. Hereto belong the problems of determination of stresses, known under the following denominations :

1. The thermal and percolation stresses in conditions of a homogeneous massif and of a massif, consisting in two blocks — the structure and the foundation — with different thermal and percolation characteristics.

2. The initial stresses in structures being jointed in strained state in connection with the accomplishment of structures in consecutive stages.

3. The local stresses in the vicinity of an inclined cylindrical aperture in the dam body and the reduction of the concentration of stresses by suitable determination of the orientation and profile outline of the aperture.

The applicability of the methods evolved is not confined to the problems discussed in the report. General methodic indications are also given in the report on the statical calculation :

1. of the initial stresses, due to the shrinkage and exothermy of the concrete within the volume of the block jointed;

2. of the local stresse in the circumference of an aperture of any desired profile outline — in the conditions of volume strained state.

RÉSUMÉ.

Ce rapport traite de l'ensemble (théorique et expérimental) des procédés de solution des problèmes spéciaux de la théorie d'élasticité se rapportant à la construction de barrages de grande hauteur. Ce sont les problèmes de la détermination des tensions, connues sous les noms suivants :

1° Tensions thermiques et filtration, dans les conditions de massif homogène et de massif constitué de deux blocs — ouvrage et fondation, avec des caractéristiques thermiques et des caractéristiques de filtrations différentes.

2° Tensions initiales de la surélévation de l'ouvrage sous charge, lors de sa construction par travaux d'échelonnement.

3° Tensions locales aux environs d'un évidement cylindrique incliné dans le massif du barrage et l'abaissement du coefficient de concentration par le choix convenable de la position et du profil de l'évidement.

L'application de la méthode proposée dans ce rapport n'est pas épuisée par les problèmes traités.

Dans ce rapport on donne aussi des indications méthodiques générales sur le calcul statique :

1° des tensions initiales, conditionnées par le retrait et l'exothermie du béton dans la couche surélevée;

2° des tensions locales aux environs d'un évidement d'un profil arbitraire en état de contrainte tridimensionnel.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 109

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

W. W. STOLNIKOV
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

THE USE OF SURFACE-ACTIVE ADMIXTURES AND THE UTILIZATION OF FINE-GRAINED SANDS IN THE CONCRETE FOR DAMS (*).

W. W. STOLNIKOV,
Professor, Doctor of Technical Science.

In the recent years much has been done in the U. S. S. R. in the direction of improving the designing, of reducing safety factors and removing excessive concrete quality specifications for large hydrotechnical structures, as well as in the direction of elaborating measures, which allow to reduce the cement content in such structures, establishing of limited cement content factors for different parts of hydraulic structures, regulating the quality control of concrete, etc.

Of most importance are the following measures : the extended practice of dividing the structures into separate zones; the use in the design of plain or reinforced concrete hydraulic structures of the 180 days' age specifications for watertightness and strength instead of the till recently largely used 28 days' specifications; the elaboration of a rational criterion of proportioning for the watertightness of concrete in conformity with the actual hydraulic head gradient of the structure;

(*) *Utilisation de mélanges actifs et de sables fins dans le béton pour barrages.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the extended use in hydraulic construction works of air-entraining admixtures, that increase the watertightness and frost resistance of the concrete and also make it possible to use in the interior zones of massive structures concrete mixes with low cement content; the 30-50 % reduction of the slump of concrete mixes', by the use of air-entraining and plasticizing agents, as well as of fine sands, as compared with mixes without any admixtures and containing normal sand; the application of concrete placing methods using the immersion of coarse aggregates; the use of cement with the admixture of fly ash from heating and power plants.

State Standards for hydraulic concrete have recently been revised and amended as well as specifications and normative regulations; instructions with regard to the limit norms of cement consumption, as well as to the use of fly ash for hydraulic concrete and to other technical points have also been elaborated.

Let us notify some new information concerning the technology of concrete for hydraulic structures, that are of pratical value in the designing and construction of hydraulic structures, in the hydraulic power engineering and in other branches of dam construction, with refereace to the problem of the use of admixtures and of puzzuolanic materials in concrete for large dams and to the influence of fine-grain sands, which problems are to be discussed at the present Congress.

The construction of the Volga-Don canal, Kuybishev, Stalingrad and Kakhovsky hydro-power Stations and some other hydraulic structures made it necessary to study different new types of local building materials, to elaborate methods for their effective and economical use and to make a study of the technical properties of concrete made with those materials.

Research work on the technology of concrete for hydraulic structures is presently closely connected with problems of further developing of hydraulic construction work in the U. S. S. R., especially in its Northern and Eastern regions in the severe climatic conditions of Siberia on Angara and Enisei rivers.

The research work on the technology and the use of concrete for large dams is now being carried out in the U. S. S. R. in research institutes of the Ministry of Power Stations of the U. S. S. R. in Leningrad, Moscow, Tbilisi and in some other institutions. Investigations have also been carried out in the laboratories on plants in construction. Extensive use of ideas elaborated in the adjoining branches of science, such as physics and physical and colloidal chemistry, is characteristic for the research works being carried out in the U. S. S. R. for large dams.

It has been revealed by research and practical experience, that the characteristics of the cement alone, when considered apart from its structure, do not suffice to secure the quality required and especially the durability of a concrete structure. In concrete, subjected to the action of external factors, the cement stone would be exposed to a different degree of destroying effect of aggressive factors, depending

on its own structure and on the way of its being packed within the structural network formed by the concrete aggregates (sand, gravel).

One of the most important problems, the choice of the cement to be used for plain and reinforced concrete for hydraulic structures, is based on the detailed and large study of its properties by many investigators in the U. S. S. R. In the recent years the colloid-chemical processes of cement setting and hardening have been especially studied in the U. S. S. R. by the Academician P. A. Rehbinder. In this work the theory is evolved of adsorptional peptization, resulting from the penetration of the absorbed water into the microfissures of cement particles, and the theory of chemical peptization, caused by the hydration, that takes place in the microfissures of particles and results in an essential increase of volume of the crystal lattice in result of the water molecules' intrusion. The adsorptional peptization is most characteristic for highly hydrophilic minerals with low strength of crystal lattice, which are components of the portland cement clinker, such, for instance, as tricalcium aluminate. The colloidal particles of hydrates and of hydratable clinker minerals form a structural lattice, i. e. a coagulation structure with thixotropic properties.

The setting process is considered as the strenthening of the coagulation structure in result of the continuously going on peptization and of the increase of the number of particles per unit volume.

The process of strengthening of the thixotropic structure is accompanied by an irreversible process of hardening, i. e. of the recrystallization of hydrates by the way of solution of finest colloidal particles. The solution becomes supersaturated with regard to large crystals of hydrates, which become then the centres of crystallization. Thus the compact structure of the cement stone-hardened cement paste is formed.

Cements used in dam construction must, first of all, secure a compact and durable cement stone in concrete. A high percentage of tricalcium aluminate in cements used for hydrotechnical concrete and especially for the concrete of outer zones of constructions is highly undesirable, because the cements with a high content of tricalcium aluminate, are unstable under varying temperature, moisture and other conditions. Many cement works in the U. S. S. R. produce cements with low content of tricalcium aluminate.

Widely used in the U. S. S. R. is the method of adding puzzuolanic admixtures, intended to increase the resistance of cement to the influence of aggressive water. As such admixtures different types of trass, tripoli and other materials are used. Extensively used for dam construction in the U. S. S. R. is also slag portland cement with granulated blast furnace slags as component.

The durability of concrete is a function of its resistance to the influence of outside factors which resistance depends not only upon the colloidal structure and composition of the cement stone, but also upon the structural properties of concrete as a whole. Concrete density is one of the characteristics of its structural properties.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Not only the absolute volume of pores should be considered but also their physical character.

Depending upon the type of pores of concrete — disconnected or connected — it may be either dense or not sufficiently dense although in the last case its porosity might be lower than in the first one. The high structural density of concrete has always a favourable effect on his resistance to all kinds of aggression. This follows from the fact that the surface of capillars and connected canals within a concrete stone exceeds many times its outer, exposed surface. Both influences, physical and chemical, of the outer medium appear and become most marked in the presence of water and in the course of its migration within the concrete and the fresh concrete mixture. The wandering of water within the fresh concrete mixture at the period before the setting, is accompanied by the sedimentation synaeresis of the cement paste, results in a non-uniform distribution of water and in the subsequent emergence of structural defects in the material. In accordance with the composition of concrete and some other conditions, the migration of water within the hardened concrete involves the intensification of structural defects in the points of the lowest resistance, thus resulting in the loss of the most important technical features of the material. For increasing the durability of dam concrete most effective are integral methods of improving the structure of concrete, and in particular those modifying the character and the development of the capillary system throughout the concrete block.

Organic surface-active admixtures present an important means for modifying the internal structure of concrete and mortars. In result of their influence the concrete obtains new technical features of considerable value for hydraulic engineering. The use of these admixtures may bring about an essential reduction of cement consumption.

In many research institutes of the U. S. S. R. large-scale research work has been carried out to investigate surface-active admixtures and the effectiveness of their application to hydrotechnical concrete. The adsorptional physical-chemical mechanism of their effect in concrete has been investigated in detail.

Two principal groups of organic admixtures are used in dam construction in the U. S. S. R.

The first group includes the surface-active materials, that intensify the hydrophilic properties of the system. The typical representatives of this group of admixtures are calcium ligno-sulfonates. Industrial production has been organised in the U. S. S. R. of admixtures of this type, which have been widely used in the construction of the Svir hydro-electric power plant, the Volga-Don canal, the Kuybishev hydro-electric power plant on the Volga, the Kakhovsky hydro-electric power plant on the Dnieper and of many other hydrotechnical structures. The second group of organic admixtures in use in the U. S. S. R. comprises surface-active materials of the nature of natrium resinate (air-entraining admixtures). To admixtures of this type belong the

abietates, naphthenates, etc. Admixtures of this type highly increasing the frost resistance and the watertightness of concrete, are also produced and used in the U. S. S. R. in hydrotechnical, industrial and civil engineering.

We are going below to set forth some new and important aspects of the influence of organic admixtures in hydrotechnical concrete and to mention some new instances of the use of these admixtures in large dam construction in the U. S. S. R.

I. – THE USE OF SURFACE-ACTIVE ADMIXTURES BY THE UTILIZATION OF FINE-GRAINED SAND FOR CONCRETE.

In order to secure higher water — and salt-resistance of cements the method of puzzuolanization is being made use of in the U. S. S. R. The following natural admixtures are used : volcanic cinders, tuffs, trasses, pumices, products of sedimentary origin — diatomites, tripolis, siliceous moulding earth etc. Burnt argillaceous and other materials are used as artificial admixtures. There is a great number of natural puzzuolanic materials of high hydraulic properties at disposal in the Transcaucasian region of the U. S. S. R. : in Armenia — the Artic tuff, the Anii and Pemsashen pumics; in Georgia — the Todsam tuff and the Adjamet spongolite. Natural puzzuolanic materials are at hand also in other regions of the U. S. S. R.

Considerable deposits of hydraulic admixture materials of sedimentary origin have been discovered and utilized also in some other regions of the U. S. S. R.

The following optimal contents of puzzuolanic admixture in cements (in per cent to the total weight of the mixed binder) are used in the cement industry of the U. S. S. R. : 1. volcanic cinders, tuffs, pumices, 40 %; 2. trasses, 50 %; 3. diatomites and tripolis, 25-30 %.

The ignition losses of diatomites and tripolis should not exceed 10 % and for trasses, 7 %.

In accordance with the state standard of the U. S. S. R., cements with puzzuolanic admixtures should be used in underwater, underground and inner parts of hydrotechnical structure on equal terms with slag portland cements. This limitation for the use of cements with puzzuolanic admixtures depends on the comparatively low frost-resistance of these cements, that has been ascertained in the recent years in the U. S. S. R. in the cours of numerous investigations, whilst at the same time a good watertightness of concrete with the said admixtures has been demonstrated.

It should be noted, that besides the puzzuolanic admixtures it is admitted in preparing hydrotechnical concrete with portland cement to use also filling admixtures, obtained by fine grinding of quartz — and feldspar sands and sandstone, eruptive rocks, calcareous and

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

magnesium-calcareous rocks, loesses, non-granulated disintegrated blast-furnace slags.

The mineral hydraulic admixtures to be included in the binder must be ground to a fineness, when the rest on a screen with holes 0.2 mm in diameter will not exceed 2 % and not less than 80 % of the sample must pass through a screen with holes 0.085 mm in diameter.

As regards filling admixtures the rest on a 0.2 mm screen should not exceed 5 % and not less than 65 % must pass a 0.085 mm screen.

The water consumption of a clinker cement with filling admixture should not exceed that of a cement without admixture. When 50 % of the cement content (by weight) of a concrete mix is replaced by a filling admixture, the mobility of the concrete mix, measured by the slump method, should undergo no reduction, within the limits of measurement accuracy (1.0 cm). The measurements have to be carried out on concrete mixes that have a slump in the limits from 5 to 10 cm. When 20 % (by weight) of the cement is replaced by an admixture, the reduction of the compressive strength of the concrete in the 28 days' age should not exceed 30 %.

In the sand, used for the preparation of hydraulic concrete, the admissible contents of clay, slime and powder particles, determined by elutriation in percentage to the weight of sand, should not exceed for concrete :

Of the variable water-level zone	3 %
Constantly submerged	5
Above the variable water-level zone	5

The negative influence of puzzuolanic admixtures and of finely ground filling admixtures with regard to frost resistance of concrete is to be explained by the same causes that are responsible for the negative influence of fine-grained sand on frost resistance especially of the fractions below 0.1 mm.

The urgency of fine-sand utilization problem in the U. S. S. R. in the building of dams arises from the fact, that just fine-grained sands are at hand at the sites of many hydroelectrical power plants in process of erection, whilst for the delivery of sands, conforming to the state standard, considerable time and money expenditures are required. The most important negative feature of fine sands lies in the necessity of considerable increase of the cement consumption in combination with the fact that such concrete in spite of high contents of cement is characterised by reduced frost resistance, increased shrinkage and reduced volume weight. Still another negative feature should be mentioned here — the increased exothermical effect, caused by the presence of a higher quantity of cement in the concrete.

The main cause of the said negative features lies in the highly developed specific surface of fine sands, exceeding considerably (2-3 times) that of usual sands.

So, for instance, the sand of the Kara-Kum desert is characterised by the following granular composition :

Size of mesh (mm)	0.3	0.2	0.15	0.10	0.06
Rest-partial (%)	0.7	13.8	60.1	8.5	5.5
Rest accumulated (%)	0.7	24.5	84.6	93.1	98.6

The sands of Volga regions are characterised by the following data :

	Granulometric composition.						Passed
Size of mesh (mm)	5.0	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	0.15
Rest-partial (%)	6.4	6.7	8.2	12.0	20.9	42.1	3.7
Rest-total (%)	6.4	13.1	21.3	33.3	54.2	96.3	100.0

The composition of the Dnieper fine sands is very different. In the fine sands of the river bed, grains of 0.3-0.1 mm are prevailing.

When the size of sand grains is very small, approaching in the finest fractions the dimensions of the cement grains and the contents of grains below 0.15-0.10 mm is considerable, the uniform mixing of sand with cement is difficult, as well as the uniform coating of the sand particles surface by fresh cement paste.

The capillary tube system in the concrete is composed by capillaries in the cement stone and by capillaries at the surface of aggregates in the zone of contact between the hardened cement paste and the aggregates. In fine-sand concrete the number of capillaries rises at the surface of aggregates, due to the great contact area between the cement paste and the aggregates as well as to the imperfection of the contact zone, caused by the sedimentary synaeresis of the cement paste in the spaces between the aggregates and by the contraction of the cement paste in the process of hydration.

In this respect, the influence of the fine sand within the concrete can be compared with the action of artificial finely ground admixtures to the cement, which admixtures reduce the activity of the cement and lessen the frost resistance of the material.

The great shrinkage of fine-sand concrete, which is half as high again as that of concrete with usual sands, is mainly caused by the considerable amounts of cement, which is often over 300-350 kg/m³. The surplus of cement in concrete is harmful and the measures which are to be taken for to eliminate or to diminish the negative influence of developed system of capillars in concrete made with fine-grained sands, must be joined with the measures, directed to the diminishing of cement content in the volume unit of concrete. The mineralogical composition of clinker and the composition of cement plays a certain role.

Taking into consideration, that fine-grained sands usually contain certain amount of thin fractions, the use of cements with finely ground admixtures must be avoided, because their use can markedly rise the summary content of micro-fillers and reduce considerably the durability of cement stone and of the concrete.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

As it was demonstrated by the results of a special investigation of ours, an effective means of compensating the negative structural features of hydrotechnical concrete containing fine-grained sands, reducing at the same time appreciably the cement consumption, is represented by organic substances to be adsorbed, that are widely used nowadays in the concrete technology.

The adsorbates, that form a group, to which different hydrophobic soaps (natrium resinate) belong (such as abietates, naphtenates, etc.), bring about an intensive foam formation and a new component in the mix in the form of a highly dispersed air emulsion : the prevailing majority of air bubbles, composing the emulsion, find their position in the capillary clearances of the concrete and in result of the mineralization of their surface film by the finest cement particles and by the colloid suspension of calcium resinate they form local obstacles, that disrupt the continuity of the capillary system. This produces an essential change in the character of porosity of the concrete, which obtains a disconnected closed structure, that reduces appreciably its capillary water uptake.

The influence of admixtures of the wetting type, to which calcium lignosulphonates belong, consists in the following : as a result of the strong peptizing action on the cement of admixtures of that type, an additional quantity of the thin fraction of cement particles, splitted off by water from the surface of primary particles, arise in the composition of the cement paste, whilst the very primary particles, formerly united into aggregates, now enter completely into reactions of hydrolysis and hydration on all their surface. This process is accompanied by an intense plastication of the mix, stipulated as well by the emerging thin fraction of cement particles, stabilized by the adsorption films of the calcium lignosulphonate, as by the stimulated mobility of the primary cement particles, covered by analogous films of adsorbate.

The emergence of an additional quantity of finest fractions of cement particles within the composition of the fresh cement paste and the " dilution " of the paste without alteration of its moisture content ensure improved coating of the aggregate surface by cement paste. However, it must be noted, that in this case the interconnected character of the porosity remains unchanged, because the change thereof can only take place under the condition of the emergence of mineralized air emulsion bubbles in the mix composition.

Thus, the use of organic admixtures-adsorbates for concrete with fine-grained sands opens two possible ways of quality improvement of the contact zone : 1. disruption of continuity of the capillary system within the concrete, especially, at the zone of the aggregate's surface, thus giving a closed structure to the porosity, or 2. improvement, essentially, the quality of coating of the aggregates by cement paste without changing the interconnected character of the porosity.

Both ways can be utilized at a time by combining admixtures of both the types mentioned.

Investigations, carried out in the Institute W.N.J.J.G. (Leningrad), made it possible to evolve a method of proportioning concrete mixes with fine-grained sands, enabling to obtain concrete for dam construction with the desired technical properties without resorting to increased cement consumption.

The method of choosing concrete mixes with fine-grained sands is based on the established fact of increased workability by vibration of the fine-corn sand concrete, as compared with usual coarse-grain sand concrete of the same nominal composition. This effect can be increased by means of surface-active admixtures. As confirmed by our investigations, carried out in collaboration with B. Sc. Gubar A. S., the same principle may be successfully used as the base for a method of choosing concrete mixes with coarse-grained sands with the use of organic surface-active admixtures. The investigations have proved, that the efficiency of organic admixture in regard of the increase of

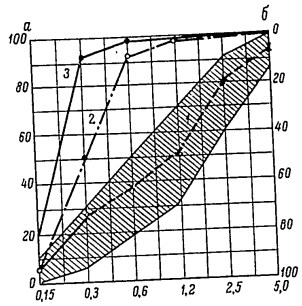


Fig. 1.

Granulometric composition of sands.
(1) Ordinary sand.
(2) Sand of the Dnieper.
(3) Sand of dunes.
Ordinate : *a.* passed %; *b.* retained %.
Absciss : mesh in millimeters

Composition granulométrique des sables.
(1) *Sable ordinaire.*
(2) *Sable du Dniéper*
(3) *Sable de dunes.*
En ordonnées :
a. pourcentage des sables passés par le tamis;
b. pourcentage des sables retenus sur les tamis.
En abscisses · les dimensions des mailles en millimètres.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

workability by vibration is considerably higher, as compared to the efficiency with regard to the increase of mobility (referred to the slump) The workability of concrete is expressed as the time (in seconds) required for a cone of concrete mix 30 cm high, placed in a cube form of 20 × 20 × 20 cm, to spread completely when subjected to vibration. This circumstance gives the possibility to secure an increased economy of cement or a more considerable reduction of the water-cement ratio, as compared with the case when only the mobility (by the cone setting) is accepted as criterion for the appreciation of the technologic properties of a concrete mix. The main conclusions from the investigations are given below.

Portland cement brand 500 has been used. The following data are characteristic for the clinker : SiO_2, 20,74; Al_2O_3, 6,54; Fe_2O_3, 4,66; CaO, 63,83; CaO free, 0,89; KH, 0,879; C_3S, 50,39; C_2S, 20,74; C_4AF, 13,98; C_3A, 9,43.

The granulometric compositions of three sand types are given on figure 1.

The principal conclusions are as follows :

1. The use of the workability by vibration as a criterion of the technologic properties of the mix in proportioning concrete mixes with fine sands No. 2 and 3 makes it possible to reduce appreciably the water-cement ratio (whilst preserving the nominal mix composition).

2. In proportioning on the basis of the workability without admixtures, the desired technological characteristic (10-15 s) was attained by the sand No. 2 at the W/C-ratio = 0,52, whilst by the sand No. 1 the same workability proved to be attained at W/C = 60.

3. With the admixture of 0.02 % of air-entraining agent (abietine soap) or 0.2 % of wetting agent (calcium lignosulphonate) the workability required was obtained by the sand No. 2 at W/C = 0.48.

4. The strength of the concrete with sand No. 2 proportioned on the base of the workability with or without air-entraining admixture, proved to be equal to the concrete of the very same composition with sand No. 1.

5. The frost resistance of the concrete with sand No. 2, composed on the base of wokability with admixtures, proved to be higher than the frost resistance of the concrete with the same sand without admixtures. With admixtures of abietine soap or calcium lignosulphonate the frost resistance of the concrete with sand No. 2 proved higher than the frost resistance of the concrete, prepared of the concrete mix of the same workability with sand No. 1. It should be noted here, that on account of the increased yeild of concrete a 5-10 kg/m³ reduction of cement consumption was reached in mixes with air-entraining agent.

6. For the concrete mix with sand No. 3 with both above mentioned admixture the water-cement ratio 0.56 proved necessary in order to secure the same workability (preserving the same nominal composition of the concrete).

7. A perceptible increase of the frost resistance of concrete with sand No. 3 has been established by the use of admixtures and the composition of mixes proportioned in accordance with the workability.

The results of investigations and the experience of practical application of the increased workability of concrete mixes by vibration as the fundamental criterion for the proportioning of concrete with fine sands and organic admixtures have been sanctioned and accepted in the State Standard for Hydraulic Concrete of 1956 (Standard 4797-56), which includes the following table (Table 1) of workability by vibration and mobility slump factors recommended and establishes the following limits for sands (Table 2).

TABLE 1

Characteristics of the structures to be concreted.	Vibration workability (s) (Acc. to state standard 6901-54 b.	Normal cone setting (cm) (slump). Usual structural sand: without surface-active admixtures	Usual structural sand: with surface-active admixtures.	Fine-grained sand: without surface-active admixtures.	Fine-grained sand: with surface-active admixtures.
a. Concrete structures-massive or slightly (below 0.2%) reinforced	30–90	2– 4	1– 3	1– 3	1–2
b. Reinforced concrete structures with reinforcement cross-section not exceeding 1% of the calculated concrete section..... .	20–10	4– 8	3– 6	3– 6	2–5
c. Reinforced concrete structures with reinforcement section exceeding 1% ..	10– 5	8–15	6–10	6–10	5–8

TABLE 2

Total rest on the screen

	Screen mesh (mm). 10.	5	2.5.	1.2.	0.3	0.15
a. Coarse-grained sands... ..	0	8–15	25–40	50–70	83–95	94–97
b. Medium-grained sands... .	0	0– 8	10–25	30–50	70–83	90–94
c. Fine-grained sands	0	0	3–10	5–30	55–70	85–90

The use of still finer sands is also admitted under the condition of special preliminary laboratorial investigation and of techno-economical confirmation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The choice of hydrotechnical concrete mixes by means of the methods, based on the use of the workability characteristic by vibration, as well without admixtures as with the use thereof, is to be effected in accordance with the scheme below.

1. As the departure point for the determination of the fine-sand concrete composition the workability by vibration (State Standard 6901-54) is assumed, which is obtained by testing of a concrete mix with a usual middle-grained sand, preliminarily prepared to suit the mobility conditions. The required slump is to be found by means of the above-mentioned Table 1, in conformity with the degree of reinforcement of the structure. This makes it possible to take account of the water-cement ratio and of the cement brand and to specify the workability characteristic, required in the following procedure.

2. In using the workability characteristic in sec. thus determined, the proportioning of the concrete mix with the fine sand available is produced in a way, securing the very same vibration workability of the mix, when checked by the method of the State Standard 6901-54. This will result in obtaining by the use of fine sands the same vibration workability, as with middle-grained sands.

In this procedure the slump of a concrete mix with fine-grained sand usually proves to be less than that of a mix with medium-grained sand.

The mix thus obtained is taken for the further procedures in connection with the proportioning.

3. The further operations consist in the preparation of concrete samples, in the determination of the dependence between the strength and the water-cement ratio, in testing the watertightness and the frost resistance of the concrete in accordance with the specifications desired and also in testing the concrete in regard of other possible influences or combinations of influences, and as a result, the determining that concrete mix, in which the full complex of the qualities specified is obtained with the minimum cement consumption.

The above described methods of determination of concrete mixes with the use of fine sands as well as of concrete mixes with organic admixtures are now in practical use in the dam construction in U.S.S R.

II. — THE REDUCTION OF THE CAPILLARY WATER UPTAKE CAPACITY OF HYDRAULIC CONCRETE BY MEANS OF ADMIXTURES.

The character of the influence, exerted upon concrete by outside medium in actual operating conditions of structures, especially, of hydraulic structures, depends upon the conditions and intensivity of water penetration within concrete. The nature of the process of concrete saturation may be rather complicated, but practically in all cases we have to deal with the capillary mechanism, originated by the physical nature of concrete and by its porous structure.

For some time past the investigations of capillary absorption have been carried out in the Institute W.N.J.J.G. in Leningrad and recommended practice based upon the results obtained in the course of the said investigation have been worked out. The capillary absorption of cement mortars and of concrete of different composition has been investigated as well as the influence of different organic admixtures.

The intensity of capillary absorption of cement mortar and hardened cement paste decreases with the decrease of the water-cement ratio; but in practical conditions there exists a certain minimal water-cement ratio and the further decrease does not produce any essential reduction of absorption.

The most effective means of diminishing the capillary uptake of water is the simultaneous reduction of water-cement ratio and of cement content, which is attained using air entraining agents. Decrease of capillary absorption has been observed at the addition of air-entraining agents even in the case of total porosity increased up to 20 %, which demonstrates that a disconnected, finely dispersed porosity is a positive factor in respect to capillary absorption reduction. When the water-cement ratio is increased from 0.50 up to 0.70, the capillary uptake of water becomes triple.

In the range of water-cement ratio of 0.70 to 0.50 at the decreasing cement content and at water-cement ratio being constant, the intensity of capillary absorption is diminished. With the air-entraining agent the intensity of capillary absorption of mortars at water-cement ratio values of 0.70 and 0.60 did not exceed that of mortars without any agents with water-cement ratio of 0.50. Thus, an air-entraining agent of a kind of natrium resinate can be considered as a factor diminishing the negative effect of water-cement ratio upon the capillary absorption of mortar in concrete mix The reduction of the water-cement ratio below the value of 0.50 in concrete placed by vibration containing no organic admixtures may rather bring about an excessive cement consumption instead of any essential concrete capillary absorption reduction. The most effective means to reduce the capillary absorption is the use of an air-entraining agent of the type of soap. The reduction of absorption thus obtained may be observed as well in the case of the constant water-cement ratio, as, especially, in the case of its diminishing.

It is considered, that for the usual methods of placing it should be recommended to bring the water-cement ratio by means of air-entraining admixtures to values within the range of 0.60-0.50. Any further reduction of the water-cement ratio is not effective as the frost resistance increases very little whilst the cement consumption is essentially increased. The investigations have confirmed the favorable influence of seasonal drying upon the frost resistance of concrete. This seasonal drying is connected with the capillary migration of water in concrete.

In order to model the effect of seasonal drying upon the frost resis-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tance of concrete, tests have been carried out with time intervals between cycles of freezing and thawing. During these intervals the specimens have been dryed at the room temperature up to the constant weight. After that they were subjected to a certain number of cycles. For comparison another series of specimens has been cured in water at indoor temperature during the intervals between each 25 cycles. A third series of specimens has been subjected at the same time to freezing and thawing without intervals between the cycles. The frost resistance of specimens, dryed during the intervals, proved to be 20 % higher.

The investigations have also shown that the reduction of capillary absorption results in the increased resistance of concrete in aggressive waters. The investigations have been carried out by means of the resonance method.

III. — INCREASING OF CONCRETE SULPHATE-RESISTANCE BY MEANS OF SURFACE-ACTIVE ADMIXTURES.

Up to the present time the method of investigation materials by means of the resonance effect, arising when the oscillation frequency of the force, applied to the specimen studied, becomes equal to the self-frequency of the specimen, has been used for the determination of the Young's modulus of elasticity.

Our research work now revealed the possibility of studying also the process of solidification of concrete by wetting by means of drawing up resonance frequency characteristics of concrete specimens; this can be applied in practice as a new.

The self-frequency of concrete specimens depends essentially on their wetness. On figure 2 the typical sawlike curve is presented of the self-frequency of concrete specimens saturated to constant weight at constant room temperature and of the same specimens preliminarily dried to constant weight at the temperature + 110° C. The self-frequency of saturated specimens exceeded that of the dried ones appreciably, up to 42.6 % over the self-frequency of the dried specimens.

This effect can be used for investigation the processes of self-solidification of concretes and cements in studying of watertightness and structural density of concrete and mortar. The course of the solidification process of concrete is usually estimated by means of testing its growing watertightness with the lapse of time, and the diminishing of water leakage in good time used as criteria.

The new method proposed by us makes it possible to pass from the rather complicated impermeability tests giving fluctuating results to the measuring of the kinetics of the changing of the self-frequency of moistened specimens.

It is obvious that the specimens, for which a rapid increase of self-frequency in the process of moistening is characteristic, should be

characterized with rapid self-consolidation and with a sharp rise of impermeability. Moreover, it was shown by our investigations, that the resonance method may also be used for studying the corrosion stability of concrete in aggressive water.

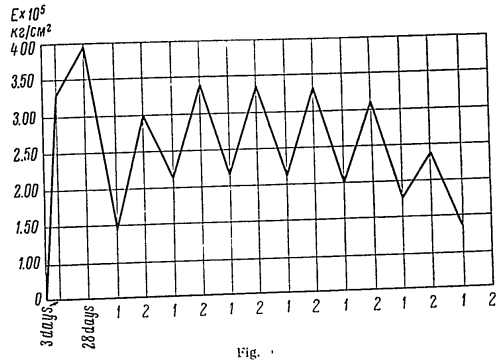


Fig. 1

Variations of dynamical modulus of elasticity of concrete as influenced by moisture content.

Composition of concrete 1 : 2,42 : 4,24.

$\frac{W}{C}$ = 0.60 (Water cement ratio).

(1) Dry. (2) Wet.

Représentation graphique des changements du coefficient dynamique d'élasticité du béton dépendant de son humidité.

Composition du béton 1 : 2,42 : 4,24. $\frac{E}{C}$ = 0,60

(1) *Sec* (2) *Humide.*

The estimation of the structural changes has been carried out by measuring the resonance frequency of concrete made in form of bars 7 × 7 × 21 cm, after storing them during different periods of time in the 5 % solution of sodium sulphate and by calculating the dynamic modulus of elasticity.

The stability of concrete against corrosive aggression was estimated by the value of the coefficient of stability C_s and was determined from

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the formula

$$C_s = \frac{NE_n}{E_0(N - an)};$$

where E_0, the dynamic modulus of elasticity of specimens stored in non-aggressive water; E_n, the dynamic modulus of elasticity of specimens tested, which were kept during n, months in aggressive water; a, the admitted relative decrease of the modulus of elasticity of specimens tested after being kept N months in aggressive medium; N, the period of storing of specimens in aggressive medium, taken as a base, during which the dynamic modulus of elasticity would decrease no more than by the value a.

We considered as admissible the loss of modulus of elasticity by 25 %, the value a thus being set equal to 0.25. The coefficient of stability being equal to one means that the behaviour of concrete specimens in an aggressive medium exactly corresponds to the specified conditions when $C_s > 1$, it means that the resistance of specimens exceeds that specified; under $C_s < 1$ is meant that the specimens are less stable than it was specified.

Series I was characterized by the constant composition of concrete mix; the water-cement ratio was diminished when admixtures were added.

Table 3.

The specimens and the type of admixture.	Water-cement ratio.	Coefficient C_s for the periods of 10 months	20 months	28 months.
7 (without admixture).....	0.50	1.00	0.73	0.45
3 (air-entraining admixture) (S.N.V....	0.47	1.04	0.98	0.95
5 (wetting admixture) (plastificient (S. S. B.)	0.47	1.00	0.94	0.87

It is to be seen in the table that the specimens with the admixture S. N. V. of the air-entraining type (natrium-resinate), proved to be the most durable under test conditions, the deviation of their coefficient of stability from the predeterminated value after more than two years of storing in 5 % solution of sodium sulphate not exceeding the value 0.05.

The stability of these specimens exceeded more than two times that of the specimens without admixtures.

The Table 4 contains the coefficient of stability for another group of specimens.

From the Table 4 it can be concluded that concrete No. 12, containing the air-entraining admixture of the type S. N. V., proved to be the most durable in the conditions of tests. The most reduced stability was displayed by concrete with admixture of the type S. S. B.; the

specimens of this concrete disintegrated completely after being kept 28 months in the aggressive solution (Na_2SO_4). After 28 months the stability of concrete with admixture S. N. V. was from 1.5 to twice as great as that of concrete with water-cement ratio 0.60 without admixture.

Table 4

The specimens and the type of admixture.	Water-cement ratio	Coefficient C_s for the periods of 10 months	20 months	28 months
9 (without any admixture)	0.60	0.90	0.52	0.45
12 (air-entraining agent) .	0.54	0.98	0.73	0.59
10 (wetting agent)	0.54	0.97	0.27	0.0

The series 11 of specimens with surface-active admixtures was characterised by diminished cement content; the water-cement ratio (0.60) and the slump (6 cm) were equal to these of the initial mixes without admixtures.

The Table 5 contains the correspondent values of the coefficient of stability.

Table 5

The specimens and the type of admixture.	Water-cement ratio	Coefficient C_s for the periods of 10 months.	20 months.	28 months.
7 (without admixture) .	0.50	1.00	0.73	0.45
4 (air-entraining agent) (S. N. V.) .	0.50	1.00	0.91	0.79
6 (wetting agent) (S. S. B.) .	0.50	0.91	0.45	0.33

Like in the precedent series of tests the specimens containing the admixture of the type S. N. V. proved to be the most stable.

The results of the tests give the possibility to conclude that the use of admixtures results in the increase of the resistance of concrete. As well as the reduction of the water-cement ratio, the change of the material structure caused by the admixtures, due to the formation of disconnected spherical pores by the bubbles of the emulsified air, presents an important factor of the increase of the corrosion resistance of concrete. As a result of the rather insignificant emulsifying effect of the admixture of the type S. S. B., the positive effect in regard of the increase of the corrosion resistance could not be ascertained in the case of a constant water-cement ratio. The possibility of increasing the frost resistance of concrete at the early age by means of the addition of air-entraining admixtures is of considerable practical interest.

Below the results are given of investigations, carried out by us in the recent years in the Institute W.N.J.J.G. in cooperation with B. Sc. Ginsburg C. G., pertaining to the practice of winter concreting

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

in dam construction. These investigations have conformed the expediency of using air-entraining admixture and small amounts of calcium chloride for concreting of dams in winter time (*see* the Report of L. Tathill on the Rilem Simposium, Copenhagen, 1956).

IV. — THE USE OF AIR-ENTRAINING ADMIXTURES AND SMALL AMOUNTS OF CALCIUM CHLORIDE FOR WINTER CONCRETING IN DAM CONSTRUCTION.

Portland-cement brand 400 has been used in the experiments, reffered to below. The mineralogical composition of clinker was as follows : C_3S, 50.4; C_2S, 20.7; C_4AF, 14.0; C_3A, 9.4.

The fineness modulus of sand used for the concrete was 2.66. Clean granite gravel containing no weak weathered constituents was used for the concrete. Natrium resinate in the form of a dry powder S. N. V. was used as air-entraining admixture. The use of the admixture reduced the water-cement ratio.

The investigation demonstrated that the use of air-entraining admixture and of small amounts of calcium chloride (from 0.5 up to 2.0 %) is an effective means of facilitating winter concreting in massive concrete placing. The method in question gives the possibility to diminish essentially the period of thermal protection of concrete blocks and to obtain concrete with specified properties.

The data of compression tests alone are unsufficient for an appreciation of the degree of structural damage of concrete, subjected to freesing at an early stage. Thus, specimens of concrete containing no admixture, which had been frozen at an early stage (24 h) and then kept at a constant temperature of + 18° C, displayed a satisfactory strength at 28 days, even higher than that of specimens containing air-entraining admixtures and calcium chloride, but proved to have an essentially lower frost resistance at 28 days than the later. Five cycles of freezing and thawing of an early age concrete, containing no admixtures, after its hardening in cold-protected forms, preserving a plus temperature in the concrete, brings about a sharp decrease of compressive strength at the age of 28 days and a complete disintegration in the frost resistance test.

Analogous specimens with air-entraining admixture and calcium chloride proved to be quite durable. They have already been subjected to more than 300 cycles (at the age of 28 days) and their condition remains quite satisfactory (the investigation is still going on). Concrete with no air-entraining admixtures, which contained only calcium chloride, was destroyed by frost in quite a short time.

If concrete with portland-cement contains entrained air (3 to 5 %) and a small amount of calcium chloride (0.5 to 2 weight per cent of cement), the duration of its cold-protection may be reduced to the period of hardening at plus temperature (not below + 5°) to approximately 48 h. As demonstrated by our experiments, the compressive

strength, the frost resistance and the watertightness of concrete in question would not be smaller than that of concrete, hardened in plus temperature.

SUMMARY

With the aim of improving the economies of the construction of large dams and electric power plants and of reducing the cement consumption for concrete, wide use is now made in U. S. S. R. of dividing the structure in question into zones, as well as of establishing the designing specifications in regard of the strength and watertightness of concrete for the age of 180 days, increasing use is made of air-entraining admixtures for the purpose of increasing the frost resistance and watertightness of concrete, as well as of securing better workability of concrete with reduced content of cement for the inner parts of dams, use is made of plastificians (S. S. B.) and of cements with the admixture of fly ash etc

The adsorptional physical-chemical mechanism of the action of plastificians and air-entraining agents in concrete has been investigated in detail in the U. S. S. R. Industrial production has been organised in the U. S. S. R. of admixtures of both types.

On many construction sites deposits of fine-grain sands are at hand. The rational application of these is possible under the compulsory condition of the use of surface-active admixtures, especially of air-entraining admixtures, as well as of the use of the criterion of increased vibration workability of the concrete mix with sands of that kind, which practice makes possible the use of concrete with reduced slump, as compared to a concrete mix with usual sands.

To increase the durability of concrete in large dams it is necessary to make use of such means, which reduce the capillary up take of water in concrete: an effective method is presented by the use of air-entraining admixtures.

A favorable effect with regard to the frost resistance of concrete is attained by season drying thereof.

The results of research work carried out have shown, that surface-active admixtures increase the stability of concrete with portland-cement against the action of sulphate-water.

The elaborated method of investigation, based upon the resonance method, was used for studying the corrosion stability of concrete in aggressive water.

Of considerable interest is the possibility of increasing the frost resistance of early age concrete by means of air-entraining admixtures, and small (0.5-2 %) amounts of calcium chloride, the required duration of cold protection of concrete in the winter time could be reduced to 2-3 days. Concrete, thus produced, displayed a high frost resistance (hundreds of cycles) and watertightness.

The limit norms of cement content in different zones of hydraulic structures have been worked out in the U. S. S. R.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

RÉSUMÉ.

Pour rendre la construction de grands barrages et de centrales hydro-électriques plus économiques et pour réduire le dosage du ciment en béton, en U. R. S. S. de nos jours, on utilise largement la division des ouvrages en zones; les projets établissent la résistance et l'étanchéité pour un âge de 180 jours; on emploie de plus en plus des adjuvants entraîneurs d'air pour accroître la résistance du béton au gel et l'imperméabilité, ainsi que pour améliorer le traitement des mélanges de béton à petit dosage de ciment pour les parties intérieures des barrages; on emploie des adjuvants plastificateurs (drèche sulphite-alcool) dans le béton des barrages; on emploie des ciments avec des adjuvants de poussières de carneaux, etc. En U. R. S. S. l'action physicochimique des adjuvants plastifiants et entraîneurs d'air dans le béton a été étudié en détails et l'on a organisé la production industrielle de ces adjuvants.

Dans beaucoup de régions de construction de grands barrages il y a des gisements de sables fins. L'utilisation rationnelle des sables fins est possible à condition d'employer, de regueur, des adjuvants d'activité de surface, surtout des agents entraîneurs d'air. Il est aussi indispensable, en composant des bétons avec de tels sables, d'employer la vibration pour améliorer leur traitement, ce qui permet d'utiliser des mélanges de béton avec un affaissement de cône moindre en comparaison des mélanges de sable ordinaire.

Pour augmenter la durée de vie du béton des grands barrages il faut employer des procédés diminuant l'absorptivité capillaire du béton. C'est surtout l'emploi d'agents entraîneurs d'air qui s'est révélé efficace pour diminuer l'absorptivité capillaire du béton.

L'asséchement saisonnier du béton augmente sa résistance au gel.

Comme les études l'ont montré, les adjuvants d'activité de surface du type entraîneurs d'air, augmentent la résistance aux sulphates des bétons avec ciment de Portland. Pour étudier la résistance de corrosion du béton, on a appliqué une méthode très étudiée, basée sur l'emploi du procédé de résonance.

La possibilité d'augmenter la résistance au ge d'un béton frais à l'aide d'adjuvants entra'neurs d'air est d'un grand intérêt pratique. Le temps, durant lequel ce béton mis en place en hiver doit être protégé du gel, peut être réduit à 2-3 jours.

Le béton préparé d'une telle manière, a une grande résistance au gel (plusieurs centaines de cycles) et une grande imperméabilité. En U. R. S. S. on a élaboré des normes limites du dosage de ciment dans le béton des diverses zones de barrages et d'autres ouvrages hydrotechniques.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 110

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

N. A. PREOBRAZHENSKY
(U.S.S.R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

LABORATORY AND FIELD INVESTIGATIONS OF FLOW PRESSURE PULSATION AND VIBRATION OF LARGE DAMS (*).

N. A PREOBRAZHENSKY,
Master of Science.

INTRODUCTION.

A more precise definition of the methods of structural design enables to reduce their margin of safety and thus to increase the permissible stresses arising in the structures in the course of service as well as to provide more rational and economic structures. However, such increase of stresses or reduction in sections should be kept within certain limits as this may cause a reduction in structural rigidity while insufficient rigidity may be a possible cause of dangerous vibration.

Certain data of field investigation of hydraulic structures show that considerable vibration both of the entire structure and individual structural members is observed when operating with large discharges of water.

(*) *Recherches, en laboratoire et sur place, sur la pulsation de pression du courant et sur la vibration des grands barrages*

(1) The present report deals with problems of structural vibration caused by pulsating hydrodynamic loads only and seismic problems are not considered.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Vibration may be conducive to breakdown of structures, with crack formation as a result of vibration. Development of considerable additional dynamic stresses in the foundation soils can result in non-uniform settings and displacement of structures.

Due to continuous oscillations physical properties of soils may change and thus structural stability is reduced.

Vibration of structures on soft foundations is particularly dangerous.

It is quite evident that structural vibration is caused by pulsating hydrodynamic loads upon individual parts. Possible causes of flow pulsation are changes of velocity field with time, vacuum breakage, aeration with subsequent air evolution, disturbance of flow continuity, vortex formation and vortex separation. Such phenomena can take place, for example, in spillway works when the water levels are interconnected by a hydraulic jump.

The more the head pressure and discharge of overflowing water, the more structural vibration is.

The flow discharged to the downstream water of a retaining work possessing a large quantity of kinetic energy and disorderliness of motion is characterized by considerable velocity and pressure pulsation throughout the entire flow depth including the bottom area.

When pulsation of a hydrodynamic load upon the apron plates is sufficiently high, the latter may start vibrating; the oscillations can be transmitted to the soil and be spreaded through it in all directions inducing oscillations in the foundation of the massif.

When the natural frequency of structural oscillations coincides with the frequency of forced oscillations, vibration of a structure may reach a considerable extent.

To ensure rational designing and calculate the strengthening for stability and strength as well as to prevent structural vibration, extensive laboratory and field investigation of pulsating hydrodynamic loads and structural vibration has been carried out by a number of research institutes, universities and colleges in this country during recent years.

The author investigated pressure pulsation in the points throughout the length of downstream water bracing for the first time in 1948 and obtained a quantitative distribution characteristic of macropulsations. The investigations showed in particular that the value of pressure pulsation measured in a certain point can be extended to a surface of relatively finite dimensions. Later, therefore, work had been conducted to establish a connection between pressure pulsation in individual points and pulsation of total hydrodynamic load upon a structural member.

The problems of pulsating flow effect and structural vibration have been studied by the All-Union Institute for Hydrotechnics Research (A. S. Abelev, D. J. Kumin, N. A. Preobrazhensky, G. A. Yuditsky), various research establishments of the U. S. S. R. Academy of Sciences (D. P. Keernos, V. G. Tischchenko, M. S. Fomitchev, D. A. Kharin, J. A. Charny, S. S. Chugynov), Hydroproject (R. M. Galperin, B. F. Karaulov), Moscow Institute for Civil Engineering (M. M. Grishin, G. A. Paushkin, N. P. Rosanov) and others.

Field investigations of pressure pulsation and vibration of dams has been carried out on a number of hydroelectric projects.

Laboratory experiments and field testing were proceeded by extensive work in designing and modifying electric measuring devices as well as in further development of investigation procedures.

I. — PRESSURE AND LOAD PULSATION.

A. Laboratory investigations.

1. *Investigation procedures and instruments.*

The methods applied in laboratory research both of pressure pulsation and hydrodynamic structural loading were generally the same.

The problem involved determination of pulsation characteristics, that is, the range (amplitude) A′ and frequency of oscillations for the hydraulic flow parameters under various operating conditions of the structure, i. e. solving the relationship in general form :

$$A' = f(T_0, q, h, l_0, x, ed, dc, b),$$
$$n = f(T_0, q, h, l_0, x, ed, d, c, b),$$

where :

A′, maximum amplitude of pulsation;
n, dominant frequency of pulsation;
T_0, total energy of flow;
q, specific water discharge;
h, depth of water in downstream;
l_0, length of plates;
ed, energy dissipators;
dc, dimensional conditions;
b, fluctuation of water in upstream;
x, distance from downstream toe.

Solution of this problem with a large number of variables presented considerable difficulties. Therefore, the problem was simplified and solved first for a two-dimensional system with critical form of level interconnection and without dissipators, that is,

$$A' = f(T_0, q, x),$$
$$n = f(T_0, q, x).$$

The fundamental experiments designed to investigate this relationship have been carried out with the levels interconnected by bottom jump under steady flow conditions. Water flowed out from under the gate or through the noseless spillway dam of a practical profile. The expe-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

riments have been conducted in a flume as well as in a pressure gallery, with water discharge, head pressures, dam heights and model scales widely varied in them.

Only after this elementary relationship has been studied the effects of other factors upon pulsation had been established, including depth change in downstream water, availability of individual dissipators, three dimensional models and other design features of the hydraulic structure.

To measure the pressure and load pulsations a method of force determination by measuring the strains caused by the forces through the use of wire strain gauges was adopted.

One of the advantages of the latter are their small size enabling to apply them for pulsation measurement in individual points of the flow bottom. When measuring, the receiving part (diaphragm) of the devices was mounted flush with the surface of the hydraulic structure. The oscillation frequency of the instruments with strain gauges was 180 c/s and higher. To increase the accuracy of pulsation measurement at lower oscillations the constant component of (static) pressure was fully or partially compensated in the instrument by the pressure of compressed air.

The model installations as well as proper measurements of pressure pulsation in individual points are not complicated but pulsation measurements of total hydrodynamic load upon a structural member present some difficulties even under laboratory experimental conditions. The difficulties involved the necessity to ensure a sufficiently high natural frequency. The structural element under investigation while being spring-suspended should as well as water itself possess a natural frequency above the highest induced oscillations measured at the moment. In case these requirements are not met either a resonance in the system is possible or the inertia forces begin to act.

Measurements of load pulsation have been carried out with free and pressure type flow motions — on a model of pressure gallery with the gate in a section within which considerable pressure pulsation had been observed as well as in an open race on a model of a apron foot slab behind the dam.

Figure 1 shows the diagram of a model installation in an open race, where effect of pressure pulsation on spring-suspended apron foot slabs has been investigated [15]. Due to large volumes of water above the foot slabs the springs used on the purpose were tension type thin steel bars. The tension value for the bars was about 0.7 γ/kg and their strains were measured by means of wire strain gauges glued directly to the bars. Each 1 m long 50 cm plate was suspended on four bars by means if hinged length-adjustable vertical suspensions. Longitudinal horizontal stresses upon the plate were received by two horizontal strain gauges. Proper stretching and elimination of play in the hinges was provided by the dead weight of the plate and water. The gap along the plate contour was closed by means of a thin unstretched rubber strip. The natural frequency of the plate with maximum

water load on it was some about 110 c/s in the vertical direction and some 150 c/s in the horizontal direction. The fact that the natural frequency of the system was considerably higher than the measured pulsation frequency enabled to make use of statical calibration of the instruments. The calibration characteristics had linear relationship and were quite stable.

Analysis of research results comprised determination of the values of maximum pulsation amplitude by the use of obtained oscillograms (this value is defined as a difference between maximum and minimum pressures observed during a long period of time and pulsation frequency).

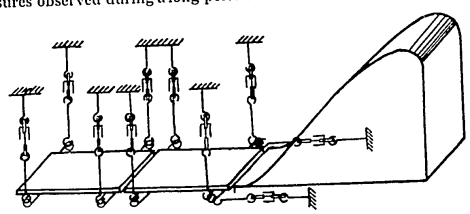


Fig. 1.

Scheme of model installation.
Schéma d'un modèle réduit.

The frequency characteristic curve was given by a dominant frequency drawing the curves of impulse distribution in periods.

2. *Research results.*

Pressure pulsation in individual points. — The experiments conducted by Fomitchev measure pressure pulsation on the spilling crest show due to parallel streamline uniform variable type of motion the flow undisturbed by any obstacles has a very insignificant pulsation despite large velocities.

The pulsation amplitude does not exceed 5 % of the velocity head in a contracted section.

Pressure pulsation on the apron in case of hydraulic jump interconnection, the flow motion seeming quite a disorderly one, where pulsation recording in the same point with time presents aperiodic oscillations of different shape, magnitude and period, submits to certain regularities.

Maximum amplitude of pressure pulsation takes place in the beginning of a jump wave and reaches 40-50 % of the velocity head in a contracted section. Downstream pulsation decreases to a wave frequency on the water surface.

As a result of experiments conducted with a jump wave being in a

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

critical phase at D = 1 and F = 20 to 60 (where D = $\frac{h_2}{h_2''}$ is the ratio of the depth of water in downstream to the second interconnected depth, and F = $\frac{v_1^2}{gh_1}$ is Froude number in the contracted section) a relationship has been established of the magnitude of pressure pulsation amplitude A' upon basic parameters of the flow :

$$\frac{A}{h_{kr}} = 1{,}6\,F^{0{,}6}\left(\frac{x}{h_{kr}}\right)^{-\frac{1}{2}}$$

within $x = 3 \div 40\,h_{kr}$; x, being counted from downstream toe and h_{kr}, is critical depth.

Figure 2 shows the relationship between pressure pulsation and the

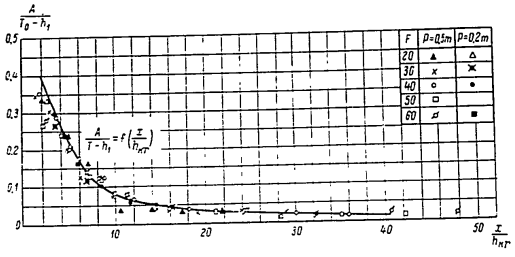


Fig. 2.

Graph showing relationship between pressure pulsation amplitude and hydraulic parameters.

Amplitude de la pulsation de pression en fonction de paramètres hydrauliques.

drop ($Z = T_0 - h_1$, where h_1, the depth in the contracted section) for the same conditions. The experimental points lie within a single curve quite satisfactorily.

The curve shows that the pressure oscillation amplitude in the flow bottom for a jump wave in a critical phase in the beginning of an apron ($x \div 3\,h_{kr}$) reaches 30-40 % of the drop magnitude; in the end of an apron ($x = 8 \div 10\,h_{kr}$) the pulsation may be estimated some 8-10 % while beyond 30 $\div$ 35 h_{kr}, the value of $\frac{A'}{T_0 - h_1}$ is about 0.2 %. Thus the length of the main area of energy dissipation is approximately 30 $\div$ 35 h_{kr}.

Pressure pulsation in the pressure gallery behind the gate when it is opened by 0.4 h_2 reached some 60-70 % of the velocity head in a

contracted section, the pulsation on the gallery bottom being twice that on the top and the curvature of the gallery walls increasing with the oscillation amplitude.

Pulsation comprised a wide frequency spectrum with a dominant frequency approximately from 5 to 25 cycles, the frequency decreasing with increase of gate opening and increasing with increase of water discharge for the case of invariable opening.

Effect of the degree of jump wave flooding. — With an increase of the degree of jump wave flooding, pressure pulsation is reduced. A rather small jump wave flooding D = 1.1 $\div$ 1.15 is sufficient to bring a reduction in pressure pulsation amplitude to 20 %. Further increase of the degree of jump wave flooding, while requiring a considerable depth of the downstream water, results in a little reduction of the pulsation amplitude.

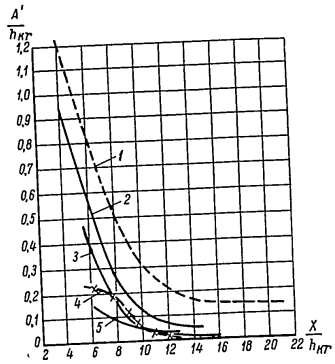


Fig. 3.

Pressure pulsation behind dissipators.
(1) Hydraulic jump.
(2) Apron pit.
(3) Baffle piers.
(4) Dentated sill.
(5) Blocks.

Pulsation de pression.
(1) *Ressaut hydraulique.*
(2) *Bassin dissipateur.*
(3) *Grands blocks.*
(4) *Dents Rehbock.*
(5) *Dissipateurs d'énergie imbriqués.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Effect of dissipators. — Application of dissipators sills on the apron enables to reduce the depth of jump wave flooding and thus to raise the apron level. Under these circumstances the dissipators contribute to an increase of energy losses and reduce macropulsation on the strengthening of the bottom behind the dissipators. This is due to the fact that the dissipators deflect the flow from the bottom upwards and disintegration of the total vortex into a large member of small vortices which, having different directions and speeds and interacting, promote the energy dissipation and reduce pressure pulsation amplitude increasing its frequency. Figure 3 presents a comparison of the magnitudes of pulsation amplitudes behind various energy dissipators.

Pulsation of the total hydrodynamic load. — Pulsation of hydrodynamic load upon a certain area is in close connection with pressure pulsation in individual points of the given area. There is a considerable averaging of pulsating loads on large areas, however, which is a consequence of non-coincidence of pulsation effects in various points of the area in phases and amplitudes. It has been established that synchronism takes place close to the instruments installed in the same transverse plane: as to the instruments located in the beginning and in the end of the section, there is no good coincidence. This shows that the resultant of the pulsating load can shift along the longitudinal axis. It has been established (Paushkin, Moscow Institute for Civil Engineering) there is a tendency to in-phase opposition for the upper and lower halves of the apron plate, this pointing to the moment due to the pulsation load.

As a result of the measurements of load pulsation upon the apron plate for the case of critical phase of jump wave flooding, D = 1, and smooth-surfaced apron Yuditsky [15] has obtained a relationship for the maximum amplitude of load pulsation A expressed in length units $\left(\frac{V}{\frac{\gamma}{S}}\right.$, where S, is area of the plate$\Big)$

$$\frac{A}{h_{kp}} = f\left(\frac{T_0}{h_{kr}}, \frac{l_0}{l}\right),$$

where $\frac{l_0}{l}$ is the ratio of plate length l_0 to the jump length adopted according to the data of Kumin, i. e. $l_0 = 5.67\,(h_2 - h_1)$. This relationship is shown in figure 4 as an all-purpose chart.

To analyse the load pulsation frequency characteristics the curves of pulse distribution in periods were drawn. The distribution curve possesses a marked maximum indicating the dominant period or frequency n. The dam height being constant and water discharge increasing, the dominant frequency somewhat decreases.

There is a linear relationship between the dominant frequency and velocity in a contracted section, this pointing to an automodel area

where the frequency is imitated according to the Struchal rule of similarity.

The dominant frequency expressed in non-dimensional units :

$$\frac{V_1}{h_1 n} = f\left(\frac{T_0}{h_{kr}}, \frac{l_0}{l}\right)$$

is represented in the same chart (*fig. 4*).

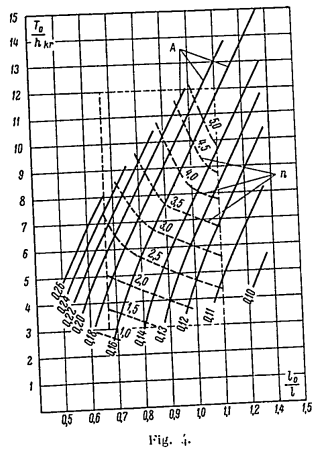


Fig. 4.

Graph showing relationship between load-pulsation amplitude and frequency on one hand and hydraulic parameters on the other.

Amplitude et fréquence de pulsation de la charge en fonction des paramètres hydrauliques.

The upper boundary of the frequency spectrum is approximately twice the dominant frequency while the lower frequency is 10 to 20 less than the dominant. Maximum amplitude of the pulsation is characteristic for long period low frequency oscillations.

The ratio of the maximum amplitude of load pulsation to its averaged value increases with water discharge and transition to higher dams. In the experiments it was 0.25 to 0.09.

The transition coefficient from pulsating load determined by pressure pulsation in individual points to the true magnitude of total load pulsa-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tion for the entire apron section increases with water discharge and equals 0.10 to 0.15.

Effect of the degree of jump flooding. — The degree of jump wave flooding up to D = 1.10 exerts negligible effect upon the value of the amplitude and load pulsation frequency but with further increase of jump flooding up to D = 1.50 the pulsation amplitude decreases to 11 %, this decrease being most pronounced with large water discharge and low dams.

The frequency pulses and the frequency spectrum lower boundary shifts to the lower frequencies which is due to swinging of the entire vortex zone. A turbulent jumpless flow has considerably lesser pulsation than with the critical phase of interconnection, namely about 0.02-0.07 A.

Effect of fluctuations in the upstream. — Water flowing over the dam when there is fluctuation in the upstream causes an increase in pulsation on the apron plate, with periodical oscillations in the upstream superimposed on pulsation taking place when the water is calm. With greater degree of jump wave flooding the magnitude of pulsation effects caused by water passing over the apron decrease [15].

Effect of dissipators. — When there are dissipators installed on the apron, the horizontal pulsation component arises in addition to the vertical one. If compared to a smooth-surfaced apron the vertical component decreases when split dissipators are used. The more efficient a dissipator is, that is the more the relative reduction in downstream water is when the jump wave is flooded the more pulsation is reduced. When dissipators are used, the dominant frequency is approximately the same as it is for the case of a smooth-surfaced apron. The horizontal component is very small but it provides a considerable addition (up to 20-30 %) to the averaged load when actual magnitudes of shearing forces.

Non-split continuous dissipators, e. g. a baffle plate, give not a smaller but somewhat greater vertical component in comparison with a smooth-surfaced apron.

B. Field research.

1. *Methods and instruments used for measurements.*

Under field conditions the pressure pulsation was measured only in individual points. All electric measuring instruments used on the purpose were photoelectronic or inductive, remote control type, with the diaphragms mounted flush with their proper structures. Use of inductive type instruments enabled to record their readings directly by means of an oscillograph loop without any amplifiers.

The methods used to analyse the results of field research were generally similar to those applied for laboratory research.

2. *Results of field measurements.*

Pressure pulsation on spillway edge. — Initial measurements of pressure pulsation were carried out in 1938-1940 by the Power Engineering Institute of the U. S. S. R. Academy of Science on the spillway edge of the dam about 60 m high in the points of highest velocities in the nose zone (*fig.* 5). It was established that dynamic pressure pulsation is of disorderly character and conforms with the normal law of distribution of random values.

Pulsation depends on the shape of bed, roughness, obstacles, aeration

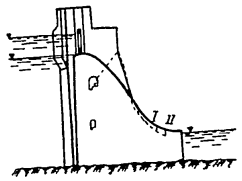


Fig. 5.

Chart of the dam
I and II, points of pressure pulsation measurement

Schéma du barrage.
I *et* II, *points de mesure de la pulsation de pression.*

and flow discontinuity. With aerated flows (F from 40 to 90 and $\frac{V'}{H} = F_0$ 1 to 2) and flows with disturbed continuity | F from 90 and above and $F_0 = \frac{V'}{H}$ (1) above 3 | (*fig.* 6), pressure pulsation is very unstable, possesses strongly pronounced individual pulses characterizing unquiet seething and foamy nature of the flow.

Maximum pulsation amplitude varies in proportion to the squared flow velocity and when there are no obstacles the way of the flow with a constant section, the pulsation amplitude is small and does not exceed 5-6 % of total flow energy. Low frequencies of some 15 - 30 c/s correspond to the highest oscillation amplitudes while higher frequencies of 50 : 100 c/s to the lowest oscillation amplitudes. Professor Charny considers that hydrodynamic pressure pulsation is almost solely determined by variation of average velocities in the sections, and thus of water discharge. He developed analytical relationship to determine the projections of the hydrodynamic jet pressure resultant upon a

(1) H, is the depth upstream.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

dam per one linear metre of width (*fig.* 5, the sections I and II),

$$R_x = \left(\xi Q_2 v_2 - \frac{\alpha}{g} h_2^2\right)\cos z_2 - \left(\xi Q_1 v_1 - \frac{\alpha}{g} h_1^2\right)\cos z_1,$$

$$R_y = \left(\xi Q_1 v_1 - \frac{\alpha}{g} h_1^2\right)\sin z_1 - \left(\xi Q_2 v_2 - \frac{\alpha}{g} h_2^2\right)\sin z_2,$$

$$M_0(R) = \left(\xi Q_2 v_2 - \frac{\alpha}{g} h_2^2\right)(y_2 \cos z_2 - x_2 \sin z_2) -$$

$$- \left(\xi Q_1 v_1 - \frac{\alpha}{g} h_1^2\right)(y_1 \cos z_1 + x_1 \sin z_1).$$

Concerning the pulsation frequency Charny considers it should be assumed in calculations it can coincide with the natural frequency of a structure.

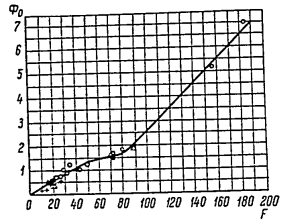


Fig. 6.

Graph showing relationship between pressure pulsation and F_0 and F.
Pulsation de pression en fonction de F_0 et F.

Pressure pulsation on an apron with the levels interconnected by a hydraulic jump wave. — When studying pressure pulsation on the dam apron Fomitchev [12] has established that the magnitude of pulsation amplitude was substantially dependent upon the discharge conditions. When discharging over a wide-silled spillway, the pulsation amplitude in the apron beginning was $0.27\frac{v^2}{2g}$ and $0.17\frac{v^2}{2g}$ in the end. When water discharges over a thinwall spillway, the flow being aerated and water discharge decreasing, the amplitude in the apron beginning was $0.20\frac{v^2}{2g}$ and $0.11\frac{v^2}{2g}$ in the end and while in the point of jet fall it comprised up to 40 % of velocity head.

The pulsation frequency varied within 2.7 ÷ 3.4 c/s.

The results of pressure pulsation measurements on the apron and down apron of a spillway dam section are presented in figure 7. The measurements have been carried out with the mean specific flow

energy $T_0 = 21.1$ m, specific water discharge $q = 23.8$ m²/s, degree of jump wave flooding D = 1.5. Froude number F = 23.4.

The dam is interconnected with the apron by a small nose and the dissipators are made as a 3 m high spill wall.

The enclosed chart shows that the pressure pulsation amplitude in the apron beginning reaches some 35 % of velocity head in a contracted section and falls further to approximately 9 % increasing again before the proper baffle sill up to about $0.30\frac{v_1^2}{2g}$.

The pulsation amplitude on the dissipator front wall reaches $0.54\frac{v_1^2}{2g}$ and some $0.10\frac{v_1^2}{2g}$ behind the wall decreasing gradually to $0.01\frac{v_1^2}{2g}$.

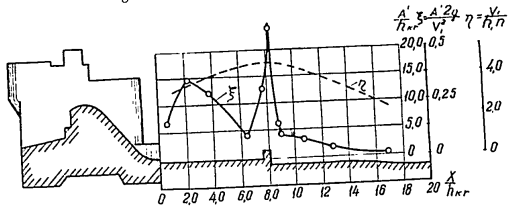


Fig. 7.

Pressure pulsation in dam downstream.
Pulsation de pression à l'aval du barrage.

The results of field researches are generally in good agreement with the laboratory experimental data.

Total hydrodynamic load on an apron plate of this dam is about 20 tons for 30 m length and some 3 tons per 1 m of width of the dissipator front edge.

The dominant pulsation frequency was 3 to 6 c/s, for frequency spectrum up to 25 c/s.

C. Modelling hydrodynamic pressure pulsation.

In kinematically similar turbulent flows not only the averaged pressure fields should be similar which is a consequence of kinematic similarity, but also the pulsating pressure characteristics in the same points. Similarity of pressure pulsation is estimated below by similarity of maximum amplitudes and distinctive frequencies.

Since density of a liquid is assumed to be unvariable, the similarity of pressure amplitudes is expressed by a relationship :

$$\alpha_{\lambda 1} = \alpha_{\lambda}^2$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

where :

$\alpha\Delta A'$ is scale coefficient of pressure amplitudes;
α_v, velocity scale coefficient.

Since $\alpha_v = \alpha_l^{\frac{1}{2}}$, in this case

$$\alpha_{\Delta A'} = \alpha_l. \tag{1}$$

As to the frequencies, their scale follows from the criterium of homochronism. The scale can also be determined in a direct way assuming a period of an individual oscillation be equal to the dimensional ratio of a characteristic vortex to mean velocity of its centre :

$$\alpha_t = \frac{\alpha_l}{\alpha_v}$$

and the frequency n is the value inverse to the period $\alpha_n = \frac{\alpha_v}{\alpha_l}$ and observing the equality $\alpha_v = \alpha_l^{\frac{1}{2}}$ is obtained

$$\alpha_n = \alpha_l^{-\frac{1}{2}}. \tag{2}$$

The equations (1) and (2) represent the phenomena modelled according to the law of gravity similarity. Experimental studies of the problem of pressure pulsation modelling has been conducted on geometrically similar models made in different scales.

The results of pressure pulsation measurements for three similar models made to scales 1 : 1, 1 : 2 and 1 : 3 when discharge takes place from behind the gate are shown as example in figure 8. In chart *a* the magnitudes of pulsation amplitudes are reevaluated according to relationship (1) and brought to the scale of the greater model. The squared values of water discharge have also been reevaluated for that model. The chart shows that the experimental points lie on the same straight line with a negligible scatter which points to the fact that pressure pulsation amplitude varies in proportion to the model scale.

Chart *b* in which the curves of frequency distribution are presented for the above three models for a certain gate opening shows that the dominant frequencies (maximums) for the models made to scales 1.1 : 2 and 1 : 3 are interrelated as $\sqrt{1}, \sqrt{2}, \sqrt{3}$, that is, the dominant frequencies of pressure pulsation vary from one model to another inversely proportional to the square root of the model scale. The magnitudes of amplitudes and pressure pulsation frequencies obtained by Fomitchev in field research and then repeated on models when the same experiments were reproduced to scales 1 : 5 and 1 : 10 and expressed as dimensionless relationships :

$$\xi = \frac{\Delta' \gamma \zeta}{V_1^2} \quad \text{and} \quad \eta = \frac{nh}{v_1}$$

are graphically presented in figure 9. The data also show that the

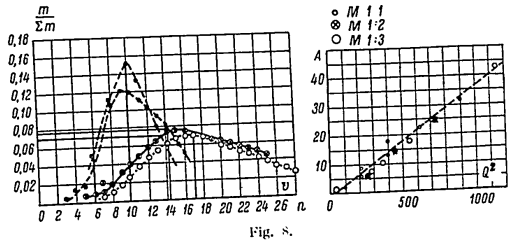


Fig. 8.

Graph showing relationship between pressure pulsation and model scale.
Gate opening : 0.2.

Pulsation de pression en fonction de l'échelle des modèles réduits.
Ouverture de la vanne : 0,2.

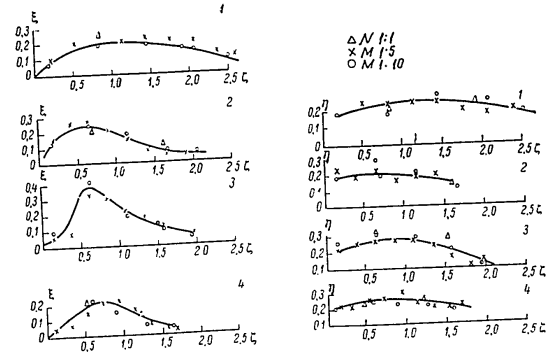


Fig. 9.

Pressure pulsation in dam downstream.
Field and laboratory measurements conducted in four experiments
$\left(\zeta = \frac{x}{H}\right.$: H, depth of water in upstream$\left.\right)$.

Pulsation de pression en aval du barrage.
Mesures sur ouvrage prototype et au laboratoire sur modèle réduit $\left(\zeta = \frac{x}{H}\right)$.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

amplitude and pulsation frequency of hydrodynamic pressure are modelled in conformity with the general law of gravity similarity.

II. — VIBRATION OF LARGE DAMS.

1. *Measuring methods and instruments.*

Vibration research of large dams has been conducted in the U. S. S. R. on some hydroelectric plants from 1934 to 1954. The hydraulic structures of these power plants were installed on rock and semi-rock grounds as well as on soft grounds.

The above investigations comprised :

1. oscillation spectra in three reciprocally perpendicular directions, amplitudes and oscillation accelerations as well as their course with increasing water discharge;
2. nature of displacement of a structural section in space;
3. velocity of oscillation distribution over the dam and interconnection of oscillations in individual sections.

To measure the oscillations devices of various designs were used incorporating the principle of conversion of mechanical oscillation to electric.

The number of instruments recording the oscillations simultaneously was three to nine. Three devices were usually installed in each point to be investigated, to measure the oscillations in the vertical and horizontal (across and lengthways the flow motion) directions. To establish the nature of motion of a dam section the method of coupled instruments having the same frequency characteristics and connected in series to one galvanometer was adopted.

2. *Measurement results.*

Vibration studies on a concrete gravity dam founded on rock bed were carried out with the water discharge reaching up to 375 m³/s through each crest opening when all the openings are in operation and later with the water discharge of 3 000 m³/s through four openings of the dam.

It was found out that the main reason for vibration should be considered the impact of overflowing water jet on the down stream and that the greater the energy and mass of water are the greater the oscillations. Vibration of dam parts is not characterized by regular harmonic oscillations. The magnitude of oscillations depends upon the position of individual points in height and the oscillations increase with greater distance of the points from the dam foundation. The oscillation magnitude also depends upon structural location of the points in a dam member as well as on the direction of the oscillations being measured. The highest oscillations take place in the direction of minimum rigidity.

The oscillations with greater amplitude possess lower frequencies. The maximum oscillation amplitude of the solid dam on the crest mark reached 50 μ with a frequency of some 17 c/s and when measured in 1955 up to 10 μ with a frequency of 7 : 17 c/s in the direction parallel to the flow. The oscillations of the dam buttress reached 50 μ on its top in the direction across the flow with a frequency 8-20 c/s. The maximum buttress oscillation amplitude of the plant suction pipes reached up to 10 μ with a frequency 40-80 c/s.

In 1954 the All-Union Institute for Hydrotechnics Research in cooperation with the Physical Institute of the Leningrad University conducted an oscillation measurement on the crest of the concrete spillway of a dam. The dam is founded on semi-rock grounds. Wasted discharge through four temporary ground apertures opened by 0.5 to 3 m at a pressure head of 40 m was 300 m³/s. The downstream part of the spillway was loaded with the upstream part of the earth dam. The measuring instruments were installed on the floor of the service gallery of the gates located on 15 m above the foundation. The spillway had a high frequency of oscillations over 40 with a spectrum up to 400 c/s and their amplitude did not exceed 2 μ. The structure had the lowest oscillations in the vertical direction, somewhat greater oscillations in the direction normal to the flow motion while the highest were these lengthways the flow motion.

Extensive research of dam vibration has been conducted by the U. S. S. R. Academy of Science (Kharin and Tishchenko) on some power plants installed on semi-rock and soft foundations.

The foundation of the 1st power plant contains firm sandstones bedded in a thin vertical stratum behind which argellites and aleurites lie. The reinforced concrete spillway dam is of buttress type. The spillway foundation houses a solid slab 2 to 4 m thick which incorporates stiff reinforced concrete buttresses interconnected for greater rigidity by reinforced concrete slabs. The space between the buttresses is filled with gravel sand.

The weight of spillway part is about 88 000 tons. The spillway structure is separated from the plant building and rockfill dam by contraction joints.

To dissipate the energy there is an apron pit behind the spillway.

The second dam is erected on light morain loam with gravel impurity and average and fine-grained sands. The dam consists of the sections separated from the top to the foundation by contraction joints. The four left-hand shore sections consist of the spillway section having a common profile and a nose, 17.5 m high, and two buttresses each 28.5 m high, with grooves for slide gates; the section weighs about 39 000 tons. The right-hand shore sections consists of two reinforced concrete rows each, the section weight being about 34 000 tons. On the tail water side the dam is adjoined by 4-5 m thick apron plate.

The foundation of the third dam contains sandy grounds, therefore one of the main tasks of the dam vibration research was to examine the danger of considerable variation of physical properties of the grounds

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

in the foundation, the possibility of sand dilution, development of additional dynamic stresses upon the ground, tensile stresses in structures and so on.

Vibration measurements on all dams also showed that the oscillations possess a disorderly aperiodic character which almost solely climinates the resonance phenomena. In the structures on sandy grounds vertical oscillations prevail over other types of oscillations. The relationship between the oscillation amplitudes judging by different components for the three dams are characterized by the following data :

Power plant.	Foundation soil.	Ratios of oscillation components. Longitudinal : transverse.	Vertical : transverse.	Vertical : longitudinal.
The first one.....	Semi-rocks	2	0.5	0.3
The second one.....	Moraine loams	1.3	1.3	1.0
The third one.....	Sands	1.7–2.4	5.5–7.1	3.2

Variation of double oscillation amplitude of the third dam in various directions depending on water discharges is presented in figure 10 (Kharin). The relationship is curvilinear and shows that the amplitude increases faster than the discharge. The highest oscillations take place in the vertical direction and reach 100 μ at a water discharge of 1200 m³/s, the smallest in the direction normal to the flow motion and are equal to 15 μ.

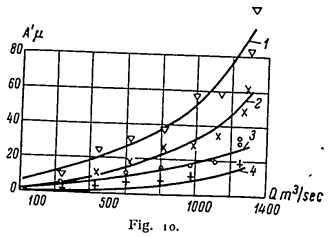


Fig. 10.

Graph showing relationship between dam vibration and water discharge.

(1) Vertical direction (gallery).
(2), (3) Lengthways the flow (gallery, bridge).
(4) Across the flow (gallery).

Amplitudes de vibration du barrage en fonction du débit de l'eau.

(1) *Vibrations verticales.*
(2), (3) *Vibrations longitudinales (poterne et pont).*
(4) *Vibrations transversales.*

The relationship between oscillation amplitude and specific water discharge given in figure 11 (Kharin) shows that for the second dam this relationship has a convex character, for the first dam it is linear and for the third dam it increases faster and exceeds the oscillations of other dams.

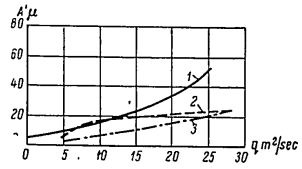


Fig. 11.

(1) The 3rd dam, 21 m above foundation.
(2) » 2nd » 26 m » »
(3) » 1st » 45 m » »

Comparaison d'amplitudes de vibration de quelques barrages sur fondations différentes.

(1) *Le premier barrage (à la hauteur de* 21 m).
(2) *Le deuxième barrage (à la hauteur de* 26 m).
(3) *Le troisième barrage (à la hauteur de* 45 m).

The dominant dam oscillation periods, expressed in seconds are given below :

Oscillations component	The 1st dam.	The 2nd dam. Single row.	The 2nd dam. Double row	The 3rd dam.
Vertical	0.5–0.7	0.25–0.30	0.39–0.45	0.4–0.8
Longitudinal... ..	0.3–0.7	0.25–0.30	0 3–0.45	0.4–0.7
Transverse.	0.2–0.7	0.11–0.14	0.13	0.2–0 7

To obtain data characterizing the trajectory of individual points in a dam section in space simultaneous instrument readings were used, the instruments being installed in different locations sufficiently far from each other. Figure 12 shows the trajectory of a two-dimensional dam member in the course of one oscillation.

Horizontal displacement of an individual section is insignificant and comprises mainly vertical translational and rotational types of movement. The 3rd dam possesses a higher turning angle than the sections of the 1st and 2nd dams. The obtained values of distribution and damping of oscillation velocities show that the oscillation waves spread over the underlayer but not in the concrete structure.

The actual values of buttress oscillations rise considerably with

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

increase of head pressure on the spillway retaining their period relatively unchanged. The dominant oscillations of the 2nd dam buttresses had a period of 0.3 :- 0.6 s. The dominant buttress oscillations take place across the flow motion, that is " flexural " oscillations are taking place for high buttresses.

When solid ice formations were let through the dam, considerable increase of the oscillation amplitude along the flow and a certain increase

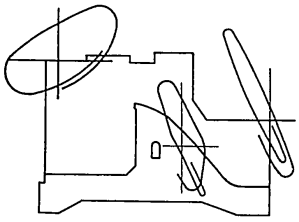


Fig. 12

Trajectories of motion of dam section.

Trajectoires de vibration de quelques points d'une section du barrage.

in vertical oscillations has been observed. Increase of depth in the downstream water causes damping of the flow impact and reduces structural vibration.

III. — CONCLUSIONS.

The laboratory and field studies of flow pulsation enabled to establish relationships between hydrodynamic load pulsation and flow parameters and dimensions of a structure as well as the rules of pressure pulsation modelling. The obtained results enable to determine the additional dynamic load necessary for proper calculation of structural parts and their rational and economic designing.

The laboratory experimental research have been mainly carried out up to now under the conditions of a two-dimensional flow. The subsequent work will comprise studies on the effect of structural service upon the hydrodynamic load pulsation under three-dimensional conditions and quantitative characteristics for basic wide-spread dissipators.

Due to considerable averaging of pressure pulsation over a large area the obtained values of hydrodynamic load pulsation upon a solid apron plate are relatively insignificant and when considered in apron plate design for stability introduce a rather small increase in plate thickness of some about 5-15 %.

As to shorter plates, the hydrodynamic load pulsation can increase and if it is considered in apron plate design for stability larger corrections will be introduced.

Due to the fact that the natural frequency of a plate can possibly be exceeded by the pulsation frequency spectrum, a resonance may develop in some cases.

The conducted investigations show that even solid hydrotechnical structures like dams are subjected to vibration.

Dam vibration takes place under intensive momentary impact loads or external loads of longer duration. The magnitude of vibration depends upon intensity and character of dynamic loads on one hand and upon the type of foundation soil and dynamic characteristics of the particular dam determining natural (free) oscillations of the dam on the other.

The greater pulsating dynamic loads and the higher the structure, the greater the structural vibration is.

The basic and highest in value oscillations take place in the direction of the least rigidity. Every hydraulic structure is subjected to complex oscillations due to the oscillations induced by the dynamic load and natural oscillations.

The oscillations due to the hydrodynamic load possess aperiodic and disorderly character and therefore the development subjected of dangerous resonance is hardly probable.

Extensive vibration research with field testing of the structures in service as well as by theoretical analysis and laboratory model investigation should serve as a means to solve such complicated problems as preliminary calculation of the natural oscillation period of a dam, consideration of the effect of various loads on the former, determination of a possible danger of resonance phenomena as well as of considerable additional dynamic stresses upon the ground, in the dam concrete structure, of fatigue in individual structural parts, breakage of joints, damage to seams and development of cracks, variation of physical properties of grounds (dilution of sands) and so on.

It is probable that for large hydrotechnical structures possessing a great safety factor vibration does not induce significant additional dynamic stresses and development of a resonance is unlikely. However, the structural parts possessing insufficient rigidity can be subjected to considerable vibration and may get damaged.

In the investigations of dam oscillations special attention should be paid to the vibration studies of their separate parts located in the downstream where the flow energy is baffled and thus particularly intensive oscillations can be expected.

BIBLIOGRAPHY.

1. M. M. Grishin, *Hydraulic Structures*, Moscow, vol. I, 1954, et vol. II, 1955.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2. D. I. Kumin, N. A. Preobrazhensky and G. A. Youditsky, *Hydrodynamic Load Pulsation on a Section of Pressure Gallery behind the Gates* (*V.N.I.I.G., Proceedings*, vol. 54, 1955).
3. D. I. Kumin, N. A. Preobrazhensky and G. A. Youditsky, *Modelling Pressure Pulsation on Pressure Gallery Walls* (*V.N.I.I.G., Proceedings*, vol. 52, 1954).
4. I. I. Levi, *Motion of River Flows in Downstream of Hydrotechnic Structures* (*Gosenergoizdat*, 1955).
5. N. A. Preobrazhensky, *Pressure Pulsation upon Flow Bottom with Interconnected Water Levels and Thickness Design of Bed Strengthening in the Downstream* (*V.N.I.I.G., Proceedings*, vol. 46, 1951).
6. N. A. Preobrazhensky, *Pressure Pulsation behind Baffl. Sills in the Downstream of Hydrotechnic Structures.* (*V.N.I.I.G., Proceedings*, vol. 52, 1954).
7. N. A. Preobrazhensky and G. A. Youditsky, *Devices for Water Pressure Pulsation Measurement on the Walls of Hydrotechnic Structures* (*V.N.I.I.G., Proceedings*, vol. 52, 1954).
8. N. A. Preobrazhensky and G. A. Youditsky, *Research of Pressure Pulsation upon the Walls of Lock Water Conduit Gallery* (*V.N.I.I.G., Proceedings*, vol. 54, 1955).
9. A. A. Ushakov, *Vibration Research Devices* (Publ. by the Zhoukovsky Air Force Academy, 1948).
10. M. S. Fomitchev, *Hydrodynamic Pressure Pulsation on a boundary of Open Turbulent Flow* [*Gidrotechnitcheskoj Stroitelstvo* (*Hydrotechnical Engineering*), No. 4, Iç (é].
11. M. S. Fomitchev, *Flow Condition and Hydrodynamic Pressure Pulsation on its Boundary*, U. S. S. R. Academy of Science.
12. M. S. Fomitchev, *Investigation of Hydrodynamic Pressure Pulsation Modelling* (*U. S. S. R. Academy of Science Transactions*, No. II, 1956).
13. D. A. Kharin and M. S. Fomitchev, *Vibration of Hydrotechnical Structures and Pulsation of Hydrodynamic Pressures* (U. S. S. R. Academy of Science, *Geophisical Institute Transaction*, No. 16, 1952).
14. I. A. Charny, *Theoretical Determination of Hydrodynamic Load Pulsation upon Spillway Dams* (U. S. S. R. Academy of Science, *Proceedings of Power Engineering Institute*, vol. IX, 1940).
15. G. A. Youditsky, *Determination of Pressure Pulsation on Spillway Dam Apron Plates* (*Gosenergoizdat*, 1957).

SUMMARY.

The paper presents the results of laboratory and field investigations of flow pressure and hydrodynamic load pulsation upon hydrotechnic structures as research data on dam vibration due to this load under field conditions.

The obtained relationship between pressure pulsation and the hydraulic flow parameters, dimensions and design features enable to determine the additional dynamic load when designing hydrotechnic structures.

The results of field research of dam vibration on rock and semi-rock grounds as well as on soft grounds have shown that the magnitude of vibration depends upon intensity and character of the dynamic load, ground type in the foundation and on dynamic characteristics of the dam determining its natural (free) oscillations.

The oscillations of hydraulic structures due to hydrodynamic loads possess aperiodic nature which makes development of resonance unlikely.

RÉSUMÉ.

Le rapport expose les résultats de recherches au laboratoire et sur ouvrages prototypes concernant la pulsation de pression du courant et de la charge hydrodynamique, ainsi que les résultats de mesure des vibrations des barrages réels dus à cette charge.

Les résultats obtenus pour la pulsation de pression en fonction des paramètres hydrauliques du courant, des dimensions et du type de l'ouvrage permettent de calculer la charge dynamique supplémentaire.

Les résultats des recherches de la vibration des barrages réels sur fondations rocheuses et sur fondations faibles ont démontré que son effet dépend de la force et du mode de la charge dynamique, ainsi que de l'espèce du terrain et de la caractéristique dynamique du barrage.

La vibration des ouvrages hydrotechniques due aux charges hydrodynamiques est apériodique et le phénomène de résonance en ce cas est peu probable.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 111

QUESTION N° 21

J. N. SHERBINA AND
M. D. DUNDUKOFF
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

OBSERVATION OF SETTLEMENT AND INCLINATION IN THE SECTIONS OF A DAM AND THE HYDROELECTRIC STATION; THEIR COMPARISON WITH DESIGN DATA (*).

J. N. SHERBINA,
Master of Science

and M. D. DUNDUKOFF,
Civil Engineer.

In many hydro projects being built in the U. S. S. R., observations are being made of the structure settlement.

The aim of settlement observations is to control vertical displacement, inclination and distortion of the structures in order to take them into account when installing equipment, determining the required structure safety by its height, evaluating the working conditions of the designed structural members and determining the character of settlement with a time.

The accumulation of observation data of structure settlement allowed to improve on their basis the forecasting methods of

(*) *Observation du tassement et de l'inclinaison des sections d'un barrage et de l'usine hydroélectrique; leur comparaison avec les résultats des calculs.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

settlement, which to a great extent are based on conditional and approximate premises.

The comparison of observed values of settlement of dams and power houses of hydroelectric stations situated on compressible soil with the design settlement values have shown that the latter are usually higher than the observed ones.

Thus, for instance, observations of the settlement of the spillway dam sections, having a multi-layer foundation including sand (12.0-16.0 m), marl (3-4 m) and sandy loam (over 50.0 m) layers have shown the following : sections 7, 8 have an average settlement of 10.0-11.0 cm, sections 2, 4, 5, 6 approximately 13.0 cm and sections 1 and 3 about 15.0 cm (*fig.* 1).

In the transverse direction seven sections are inclined towards upstream and only the second one has insignificant inclination towards downstream. The inclination for sections 2, 3, 6 and 7 is equal to 0.5-0.15 mm per linear metre width of the foundation and for the others it is equal to 0.5-0.8 mm.

In the longitudinal direction the inclination of the sections is considerably smaller.

Dam section settlement mainly was ended during construction period, i. e. in one year and was equal to approximately 75 % of the total settlement value.

The modulii of soil deformation are received according to the compression curves plotted when testing soil samples taken by boring. The average modulii of deformation at a load of 4 kg/cm² were received equal to 1000 kg/cm² for sand and 220-240 kg/cm² for marl and sandy loam.

There was a large quantity of soft and plastic lenses of clay in the sand, the former having an average modulus of deformation at a load of 4 kg/cm² equal to approximately 85 kg/cm².

Calculations carried out during the design of structures have determined that the probable settlement of sections will be equal to approximately 20 cm for sections 2 and 3, about 21-22 cm for sections 1, 4, 7, 8 and approximately 23-24 cm for sections 5 and 6.

According to the calculations all sections were to be inclined towards upstream. The value of the expected inclination for three sections was determined within the limits of 1.2 to 1.5 mm per linear metre of foundation width, being equal to 0.7-0.9 mm per linear metre for the rest. The settlement was forecasted by the method based on the theory of linear deformation of solid media, taking into account the three components of normal stress.

In calculation it was considered that the soil swelled below the bottom of the excavated pit and that further compression under any load would be characterized by the modulus of soil deformation, determined by the secondary compression curve.

The thickness of compressible soil was determined up to that depth below the foundation base, at which the vertical stress caused by

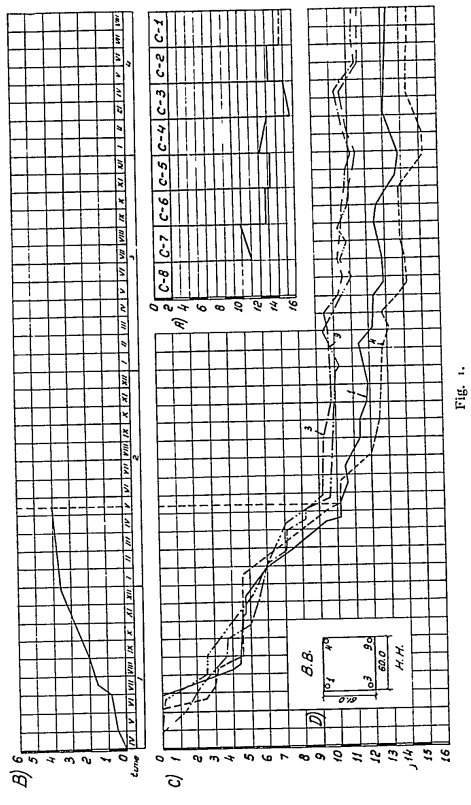


Fig. 1.
Settlement diagram of spillway dam sections.
(A) Settlement diagram of dam sections in longitudinal direction in centimeters.
(B) Load curve in kilograms per square centimeter during construction period.
(C) Settlement diagram of the section 4 in transverse direction according to marks 1, 3, 4, 9 in centimeters.
(D) Scheme of mark displacement on the section.
BB, upstream; HH, downstream.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the structure was equal to 20 % of the stress caused by the own weight of the soil and was equal to somewhat more than 100 m.

The comparison of measured dimensions of settlement of the spillway dam with calculated values showed that the latter were 1.3-2.0 times higher than the observed ones.

The observed inclination of sections was also less than the calculated one.

It should be also noted that according to calculations the settlement of the sections 5 and 6 was to be the largest, even though the geological structure of the ground below these sections differed insignificantly from the ground below the adjacent fourth section. This is explained by the fact that the natural relief of the earth surface at the sections 5 and 6 was considerably lower than for the other sections and the natural stress at the bottom of the excavated pit for these sections was insignificant. Due to this the calculated stress, and also the settlement for the sections 5 and 6 were considerably greater than for the adjacent ones.

Actually the settlement of the sections 5 and 6 differed insignificantly from the settlement of the section 4. It is obvious that the swelling of the bottom of the pit in connection with its excavation was taken into account incorrectly for the calculations. Apparently, local lowering should be considered as an excavation previously made from the pit.

Other observations of the section settlement of a power house having ground foundation consisting mainly of loam of the Tertiary and Quaternary periods at a depth of 120-180 m have shown that during construction period, i. e. to the end of reservoir filling after 3 1/2 years the middle sections settled approximately up to 14-15 cm and the extreme ones about 18 cm (*fig.* 2).

The extreme sections have a larger settlement than the middle ones, this being caused by the bank section effect, which have at one side the mud chute and at the other the erection platform under high loads.

During construction work an insignificant downstream inclination of the sections was observed. After the reservoir was filled the section inclination was changed towards upstream.

On the curves in figure 2 it is shown the settlement of the section 4 and the increasing load diagram. It may be seen that at the end of the construction period the intensity of settlement was considerably lower, the settlement as yet not having ended.

The average deformation modulii of the foundation soil received according to the compression tests of samples taken during boring were determined at a load of 5 kg/cm² for Quaternary loam, being equal to more than 300 kg/cm² and for Tertiary was approximately 200 kg/cm².

The settlement measurements of ground by means of series marks placed at various depths have shown, for instance, that in the ground below the sections 3 and 8 settlement (*fig.* 3) in the upper soil layer at a depth of 50.0 m was equal to approximately 64 %. The rest of

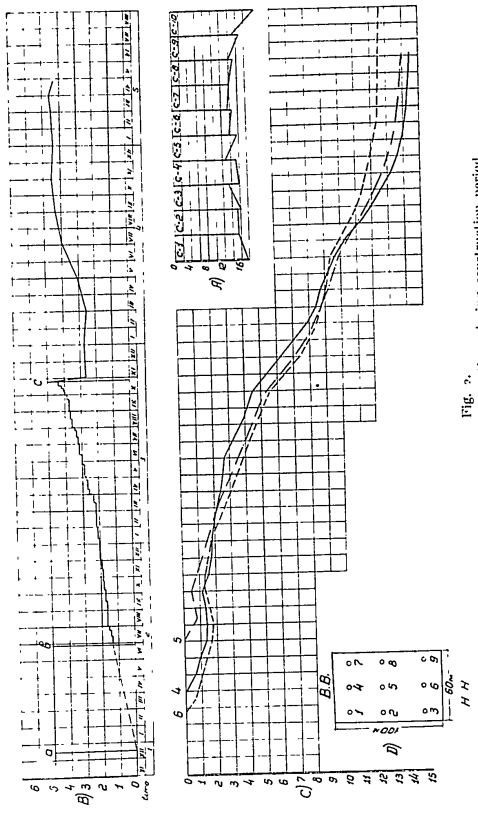


Fig. 2.
Settlement diagram of power house sections during construction period.
(A) Settlement diagram by sections in longitudinal direction in centimeters.
(B) Load curve in kilograms per square centimeter : *a.* beginning of concrete placing of 1st stage; *b.* end of concrete placing of 1st stage; *c.* beginning of reservoir filling.
(C) Settlement diagram of the section 4 in transverse direction according to the marks 4, 5, 6 in centimeters
(D) Diagram of mark displacement in section. BB, upstream; HH, downstream.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the settlement equal to 36 % was in the ground below this upper layer.

In design the power house settlement was calculated by the method of summary layer settlement, taking into account two stress components.

Settlement was calculated for three sections : 2, 5 and 9.

The stress in the foundation was determined on the basis of existing methods by the theory of plasticity for the compressible layer of unlimited depth, taking into account that it was isotropic.

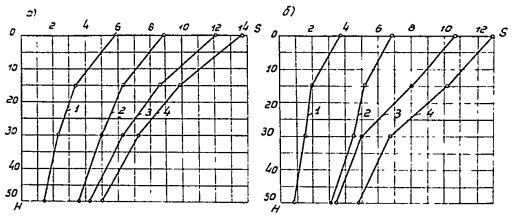


Fig. 3.

Diagram of layer settlement in section base of the power house :

(*a*) Section 3 : 1 for 13 1/2 months; 2. for 18 1/2 months; 3. for 30 months; 4. for 39 months.

(*b*) Section 8 : 1. for 16 months; 2. for 24 months, 3. for 32 months; 4. for 40 months.

S, settlement in centimeters; H, depth from the toe of the section.

Settlement within the swelling zone was calculated taking into account design stress, but not considering the natural loads, caused by excavation. In the rest of the compressible zone below the swelling zone settlement was calculated according to the stresses taking into account the natural load.

It was considered that due to the excavation of the pit the soil below its bottom swelled to a depth of 30.0 m.

The ground compressive zone was taken equal to approximately 120 m, as an average.

The modulus of deformation was determined on the basis of compression tests of soil samples.

The calculation showed that the average final settlement will be equal to approximately 43 cm for the 2nd section, 46 cm for the 5th and 55 cm for the 9th section. Settlement at the end of construction period was equal to 32, 35 and 41 cm or 75 % of the total settlement, respectively.

The downstream inclination of sections was determined for the 2nd and 5th ones and upstream for the section 9.

The comparison of observed section settlement of the hydroelectric power house with the forecasted ones has shown that the actual settlement at the end of construction work was considerably lower than the assumed value. The dimensions of the compressed depth and the distribution of settlement in layers, which were taken for the calculation, differed greatly from the observed ones.

The comparison of observed settlement with the design values has proved the imperfection of the used methods of forecast, and allowed to outline ways of eliminating this discrepancy. In calculations the settlement value depends upon many factors, but it is determined mainly by the soil deformation modulus and the thickness of compressed ground depth.

The determination of the modulus of deformation due to the fact that it is necessary to find it for the soil serving as the foundation at great depths is done mainly on the basis of laboratory tests of soil samples taken by boring. The determination of the modulus of deformation by means of stamps in field conditions is used in those cases when the foundation is at a small depth, i. e. while erecting buildings. The modulus of deformation is determined in the laboratory either in compression units or on a stabilometer.

Tests carried in compression units are made mainly in field laboratories and may be executed in large amounts. These data are mainly used for the calculation of settlement of hydraulic structures. The tests on stabilometers are usually made in the laboratories of scientific-research organisations and the number of these tests is limited.

It is known that the modulus of deformation determined by stamps and on the stabilometer is higher than the modulus determined in compression units and, therefore, the settlement determined with the use of the latter modulus will always be larger.

It is necessary to improve the test methods of soil in compression units, the main defect of which is the presence of very small gaps and irregularities appeared when the sample was placed in the unit, thus exaggerating the compressibility of the soil.

The mentioned results of observation of ground settlement by layers of the hydroelectric station power house have shown that practically the compressive layer is in a lower range than that taken for calculations.

Even more complicated is the question of determination of the foundation swelling depth in connection with excavation of earth from the pit and taking this fact into account during calculations, especially in the course of time. The observations made on foundation swelling and raising of the pit bottom are insufficient for making any conclusions.

Besides the preliminary forecast of settlement and inclination of structures, done as a rule during design, it is necessary to make an even more precise forecast on the value of the final inclination of sections of hydroelectric power houses during construction period in order to find the angle at which it will be required to install the axles of vertical power units. It is considered that operation conditions require that after settlement stabilisation the deviation of the power unit axle from

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the vertical plane must not exceed 0.3 mm per linear metre of foundation width. An even more precise forecast may be made only by constant observations and study of the section inclination during construction work.

This forecast may be done by the usual design methods, where the soil deformation modulus and its change during construction period is determined by actual observations of settlement amount. In these calculations the great importance has the character of distribution of filtration pressure in the ground, which is also taken into account when calculating according to actual observations.

CONCLUSIONS.

The accumulation of observation results of the settlement of erected structures and their comparison with calculated values allows to find the correct basis for improving the methods of forecast of settlement.

The comparison of the observed amounts of dam settlement and hydroelectric station power houses with the design settlement shows that the observed settlement is usually smaller than the design values.

The causes of this discrepancy are explained by the fact that for calculations smaller values of the modulus of deformation are used, determined in compression unit, while the compressible depth is frequently exaggerated.

It is necessary to improve the methods of soil compression test.

It is also necessary widely to systematize the observations of structure deformation both during construction and operation.

LITERATURE.

1. K. E. Yegorov, *Methods of calculation of final ground settlement* (*Transactions of Scientific-Research Institute of the Ministry of Machine-Building*, No. 13, 1949).
2. A. A. Nichiporovitch, *Forecast of settlement of concrete hydraulic structures on various ground* (*Gidrotekhnicheskoye stroitelstwo*, No. 5, 1955).

SUMMARY.

At many hydro projects being built in the U. S. S. R. observations are made of structure settlement.

The accumulated observation data of settlement allows to find more correct basis for improving the methods of predicted settlement.

The comparison of the observed amounts of settlement of dams and power stations erected on soft soil with the settlement received according to forecast shows that the latter are usually higher than the observed values.

Thus, for instance, the settlement of sections of a spillway dam was measured and found equal to 10-15 cm.

Calculations have shown that the probable final settlement may reach 20-24 cm.

Observations of the section settlement of a hydroelectric power house have shown that settlement at the end of construction reached 12-15 cm.

Its forecast value was equal to 30-40 cm.

The difference between the observed and forecast settlement showed the imperfection of calculation methods. In calculations the settlement value depends upon many factors, but it is determined mainly by the soil deformation modulus and its compressible thickness. Therefore, the cause of the mentioned lack of coincidence is connected, primarily, with the shortcomings when determining these values.

The modulus of deformation, in connection with the necessity of determining it for the ground below the structure at a great depth is determined mainly on the basis of laboratory tests of samples taken during boring. In laboratories, usually of the field type, the modulus of deformation is determined by compression curves received in compression unit.

At the same time it is known that the modulus of deformation received when determined by stamps or on stabilometer is higher than when determined in compression units.

It is necessary to improve the methods of soil testing in compression units.

The mentioned observations of ground settlement in layers below the foundation of the hydroelectric station have shown that the depth of the compressible zone was practically smaller than the width of the foundation. This also shows that the value taken for calculation as the compressible thickness is usually exaggerated.

RÉSUMÉ.

Sur plusieurs ouvrages hydrauliques de l'U. R. S. S. qui sont en cours de construction, on observe les tassements et les déformations verticales du sol de fondation.

Les données obtenues par les observations des tassements permettent de trouver une base plus exacte pour perfectionner la méthode de la prévision des tassements.

La comparaison des tassements observés sur les barrages et les usines hydroélectriques, érigés sur fondation non rocheuse, et des tassements établis d'après prévision, montre que ces derniers sont, en général, plus élevés que les tassements observés.

Par exemple, on a trouvé, après les avoir mesurés, que les tassements

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

des sections d'un barrage-déversoir ont été de l'ordre de 10-15 cm. D'après le calcul, le tassement final probable pouvait atteindre 20-24 cm.

Les observations des tassements des sections de l'usine hydroélectrique ont montré qu'à la fin de la période de construction le tassement avait atteint 12-15 cm. D'après la prévision le tassement devait atteindre 30-40 cm.

La divergence entre les tassements observés et ceux prévus pour les calculs témoigne de l'imperfection des méthodes de calcul. Aux calculs la valeur du tassement se détermine particulièrement par le module de déformation du sol de fondation et par l'épaisseur d'une couche compressible. Donc, la cause de la divergence ci-dessus soulignée consiste principalement en la définition insuffisante de ces facteurs.

Le module de déformation pour les sols à grande profondeur se détermine d'après des essais sur échantillons prélevés pendant le forage. Dans les laboratoires, on détermine le module de déformation d'après les courbes de compression enregistrées par l'appareil de compression.

De même, on sait que les modules de déformation définis à l'aide d'échantillons ou dans le stabilomètre sont plus élevés que ceux obtenus à l'appareil de compression.

Il en résulte qu'il est nécessaire de perfectionner la méthode des essais à l'appareil de compression.

Les observations faites sur le tassement des couches sous la fondation de la station hydroélectrique ont démontré que l'épaisseur de la zone compressible était pratiquement plus petite que la largeur de la fondation; ceci prouve que dans les calculs la valeur de la zone compressible est ordinairement exagérée.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 112

QUESTION N° 20

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

A. Z. BASSEVITCH
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

STRESS REDISTRIBUTION IN THE BUILDING AND IN HEIGHTENING OF CONCRETE DAMS (*).

A. Z. BASSEVITCH,
Professor.

Artificial redistribution of stresses in dams and retaining walls is necessitated by the conditions of securing their stability and eliminating tensile stresses at minimum expenses. Hightening of dams and other hydraulic structures may be necessary under different circumstances and, in particular, by growing consumption of electrical power or by considerations of economy, when financial limitations make it rational to begin with building the structure only to one part of its final height. Also many other circumstances may in certain cases justify the building of hydraulic pressure structures in successive stages. In such conditions the character of the engineering solutions involved for heightening the structure depends considerably on the question whether provisions for the possibility of future increase of height were made in due time in the initial design of the structure.

Out of the methods of strenghtening and heightening, that have been studied or practically used in the past, attention should be given to the method of placing additional concrete slabs, resting against the

(*) *La redistribution des contraintes dans la construction et la surélévation des barrages en béton.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

upstream or downstream face of the structure and increasing the cross section and the height thereof. As in the former case, i. e., when concrete slabs are placed on the upstream face, the emptying of the water storage is unavoidable, preference in the majority of cases is, naturally, given to the placing of additional concrete slabs on the downstream face of the structure.

From the point of view of stress distribution in the foundation very important are the presence or absence on the downstream of a specially foreseen in advance extension of the lower part of the profile, which should be regarded as favorable for the increased uniformity of stress transference to the foundation.

It is well known, that such an extension has been made in the O'Shaughness dam, 105 m high, built in 1923 and increased by 26 m in height in 1936. The same was also carried out on the Grand Coolee dam. However, in the vast majority of cases the heightening of the structure has to be carried out in conditions when no special measures have been foreseen in advance, as in Asswan, Mundaring, Mullardoch, Steenbras (first heightening in 1927) and other dams.

Nowadays in bonding concrete on the downstream side special measures are taken for eliminating the unfavorable temperature — shrinkage influences, as a result of forces, developed on the contact of the old and the newly placed concrete.

In the most recent hydraulic engineering practice for the strengthening of dams in the course of their heightening or of their repairs prestressed steel rods or cables, anchored in the foundation and strained by means of hydraulic jacks, as well as the creating thereby of an artificial thrust between certain parts of the structures or between their bases and the foundation are preferably and widely used.

This brief paper analyses the field of application of some of the well known methods of increasing the height of hydraulic structures, also certain other proposals are discussed, directed to the same aim.

First of all it should be stated, that in many cases of posterior increasing of structures in height, favorable technical and economical results may be secured by the method of using prestressed anchors, located near the upstream face of the structure and keyed in its crest and foundation. The major virtue of that method lies in the possibility to get through without expensive work, connected with the widening of the structure's profile, since the required stability of the structure and the elimination of tensile stresses are secured by the strain, created in the anchor (R.1).

It is known, that the earliest application of the above method for the reparation and increasing in height of existing dams was made by A. Coyne in France and in her dominions, and later in Sweden, India and in South Africa. In recent times the prestressed anchored rods are used in Scotland, Brazil and in Tunisia.

The economical efficiency of the method is still increased, if special shafts for the posterior placing of anchors have been foreseen in the dam body, in which case the necessity of boring in the body is elimi-

nated. In this respect may be mentioned such constructions as : the Girotte buttress dam (France), the Avon dam (Great Britain) and the Ben-Metir dam (Tunisia).

In the U. S. S. R. prestressed reinforced concrete structures have been built since 1952; at present a number of large hydraulic structures on the greatest rivers are built with prestressing of the concrete, the characteristic feature whereof is that stressed condition in them is created at one time on a considerable space without the aid of jacks by means of strained reinforcement of up to 50 mm dia.

A brief description of the construction methods as well as of some instances of accomplished structures is contained in the author's report, submitted to the Fifth Congress on large Dams under the title : *Hydraulic structures with prestressed concrete*, Paris, 1955 (R.2).

The posterior heightening of dams in the case of the use of strained rods is usually carried out by means of building a superstructure of the height Δh, through which the action of the anchor is transferred to the structure.

In some theoretical solutions the common practice is to assume that the position of the strained anchor coincides with the plane of the upstream face of the structure, which is not always true, especially in the cases of heightening of the structure. In these cases the analysis of the stress conditions may be made with a higher degree of accuracy on the basis of the general solutions given by B. G. Galerkin for the trapezoidal profile (R.3).

Assuming, that the existing structure has a trapezoidal profile with vertical upstream face, and that the weight of the newly placed part and the force, developed in the anchors both applied at the top level of the structure, can be substituted by a vertical resultant T and by a moment Mo = T. b., it is possible to express the law of stress distribution normal to horizontal surfaces in the form

$$\sigma_x = \frac{2T}{\beta^2 - \sin^2\beta}\left\{\frac{x^3}{(x^2+y^2)^2}\left[\beta - \sin\beta\cos\beta\right] - \frac{x^2 y}{(x^2+y^2)^2}\sin^2\beta\right\} - \frac{2Tb}{\operatorname{tg}\beta - \beta}\left[\frac{x^2(3y^2-x^2)}{(x^2+y^2)^2}\operatorname{tg}\beta + \frac{2xy(x^2-y^2)}{(x^2+y^2)^2}\right],$$

or, assuming $y = x \operatorname{tg}\theta$, where θ is the angle between the straight line, drawn to the point in question, and the vertical,

$$\sigma_x = 2T\left\{\frac{2}{x(\beta^2 - \sin^2\beta)}\left[\beta - \sin\beta\cos\beta - \sin^2\beta\operatorname{tg}\theta\right] - \frac{b}{x^2(\operatorname{tg}\beta - \beta)}\left[(2\sin^2\theta - \cos^2\theta)(\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\theta) + \operatorname{tg}\beta\right]\right\}\cos^2\theta.$$

In these formulae the first parts express the influence of the force T, acting along the upstream face of the profile, whilst the second parts account for the moment, arising from the displacement of the force T to a distance b from the upstream face.

On the graphs of figures 1 and 2 a family of curves is presented for

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

different values of the angle θ, which gives the possibility to determine the stresses X_x in the body of a structure with trapezoidal profile at different values for the angle β of incline of the downstream face by variable values of the angle θ.

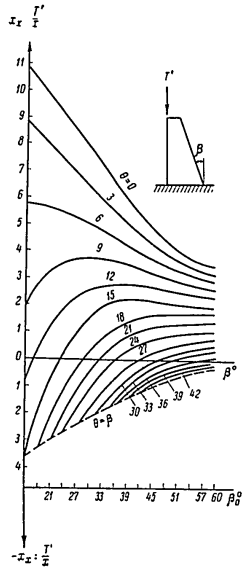


Fig. 1.

Determination of stresses in a structure of trapezoidal profile with vertical upstream face, due to force T, acting along the face.

Détermination des contraintes dans un ouvrage au profil trapézoïdal à parement amont vertical, dues à la force T, agissant le long de ce parement.

In order to determine the stresses X_x on the graph (*fig.* 1) a vertical line should be drawn, corresponding to the given angle β, intersecting the curves, and on the basis of the points of intersection the values of $X_x : \frac{T}{x}$ are found on the ordinate axis, which values are to be multiplied by $\frac{T}{x}$. In the same way we determine on the graph (*fig.* 2) the values $X_x : \frac{Tb}{x^2}$, which are to be multiplied by $-\frac{Tb}{x^2}$. The total normal stresses for an anchor, displaced parallel to the upstream face, will be equal to the sum of the values, determined from both the graphs.

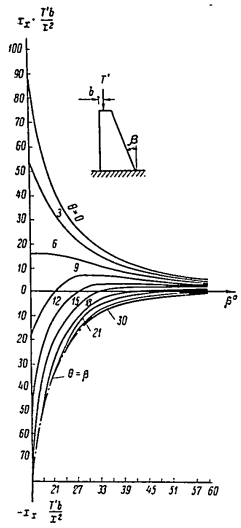


Fig. 2.

Determination of stresses in a structure of trapezoidal profile with vertical upstream face, due to force T acting at the distance b from this face.

Détermination des contraintes dans un ouvrage au profil trapézoïdal à parement amont vertical, dues à la force T, agissant à une distance b de ce parement.

For the case of the building of dams to their full height without accounting for future heightening as well as for the case, when future heightening is accounted for, structures with local gaps in the foundation are of special interest.

In many cases the admission of such gaps may give a more economical

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

solution than the type of dam with continuous foundation, this is certified by the experience of the Mühldorfer dam (Austria).

For the regulation of the values and distribution of the normal compression stresses in the foundation it is not necessary to make high gaps; low gaps in the form of slots may be sufficient, passing along the structure as longitudinal galleries located in the middle part of the structure's base at the contact with the foundation. The floor of

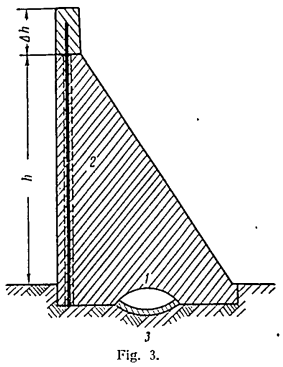


Fig. 3.

Schematic representation of a prestressed structure with a slot at the base.
(1) Slot.
(2) Cables
(3) Permeable floor.

Schéma d'un ouvrage précontraint avec découpage à la base.
(1) *Découpage.*
(2) *Tirants précontraints*
(3) *Tapis perméable*

such galleries is formed by a plane slab or by a reverse vault with drainage holes. The thickness of these elements must ensure the sufficient pliability thereof. In some cases it may be possible to separate the gallery from its walls by means of joints (*fig.* 3). It follows from the above that such galleries are provided not only for the elimination of the uplift pressure or for the economy of the corresponding volume of concrete, but for the stress redistribution in the foundation by relieving the middle zone of the width of the foundation from the corresponding stresses and by more concentrated transference of the stresses to the base of its sides. Therewith a higher degree of definition is attained in the character of the stress curve on the foundation,

arising as well from the action of external forces as from the difference in the volume variations of concrete in the external and internal zones of the structure.

By locating the said slots in the middle zone of the structure's base, we slightly reduce the moment of inertia of the foundation area, whilst at the same time we reduce in a much higher degree the effective area of the foundation, which increases the normal compressive stresses on the remaining part of the foundation width and secures a more favorable stress distribution.

For the determination of the magnitude of stresses and of the character of their distribution in the structure's base, weakened by a local slot, as well as in the region, adjacent to the slot, it is reasonable to use the solutions of the contact problem in theory of elasticity as well as physical experimental investigation methods. An approximative notion of the distribution of normal stresses in the structure's base may be obtained from the dependences given below, whose degree of accuracy increases with the increase of the interrelation of the moduli of elasticity of the foundation and of the concrete.

In the case when a structure of a triangular profile with the width — $\frac{2}{3}h$ the slot in the foundation is placed symmetrically to its neutral axis, then in the case of the total width of the slot, equal to $n\frac{2}{3}h$, and the water storage filled the boundary stresses should be equal

$$\sigma = h\left\{\frac{\gamma_B - \frac{2}{3}\alpha(1-n)}{2(1-n)} \pm \left[\frac{1}{\frac{2}{3}} - \frac{\gamma_B}{2} + \frac{2}{3}\alpha(1-n)(n+2)\right]\frac{1}{1-n^2}\right\},$$

where the denotations remain the same as before and α is the uplift coefficient.

In analysing this dependence it is easy to find out, that the intensity of stresses on the rest of the foundation area is considerably higher than in a dam without slot in the foundation, in which latter case the stresses are

$$\sigma = h\left\{\frac{\gamma_B - \frac{2}{3}\alpha(1-n)}{2} \pm \left[\frac{1}{\frac{2}{3}} - \frac{\gamma_B}{2} + \frac{2}{3}\alpha(1-n)(n+2)\right]\right\}.$$

It must be noted, that the intensity of the normal stresses and the degree of uniformity of their distribution on the contact surfaces depend in a high degree from the location of the slot with regard to the width of the foundation base. When the slot is displaced to a considerable distance from the centre of the foundation tensile stresses may arise in the boundary zones. It is reasonable therefore to locate the slots only within the limits of a certain zone of the foundation width. These limits can be easily found by calculation or by experimental study.

In considering the problem of heightening an existing structure, having no slots in the base and secure in regard to stability against

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

shear, the increase of the normal stresses may be attained by means of a supplementary relieving gallery in the foundation. Such a gallery may be located as it was mentioned above, either direct in the foundation or in some height above it and may be driven by the ordinary methods, used in the mining industry.

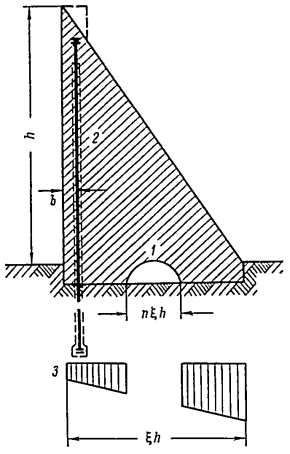


Fig. 4.

Schematic representation of an achored structure with a slot at the base.
(1) Slot.
(2) Cables.
(3) Normal stresses with reservoir full.

Schéma d'un ouvrage ancré avec découpage à la base
(1) *Découpage.*
(2) *Tirants précontraints.*
(3) *Efforts normaux, réservoir plein.*

In practical conditions the problem of accomplishing these measures may obtain a positive solution in the case of a good condition of the concrete or masonry of the structure's body, as well as of a stable foundation and of the possibility of removing the percolation water. The work of accomplishing the relieving galleries may be carried out from the side of the downstream face of the structure or use may be made of the existing inspection gallery near the foundation by enlarging

it to the full profile of the relieving gallery or by using it as a parallel operative tunnel.

In view of the prevailing influence of normal forces in the presence of local slots in the structure's base, as it follows from the above cited expressions, the use of slots may be successfully combined also with the use of other methods of strengthening the structure, increasing their efficiency. To these latter methods belong the prestressed anchoring of the structure and the placing of additional concrete slabs on the structure's downstream face.

If in heightening of the structure by a small magnitude the stability against shear proves to be sufficient and the compression stress concentration in the presence of slots answers the requirements, it may prove necessary to make a prestressed cable, passing only in the height of the structure, as shown on figure 3. In this case the significance of the strained rod is reduced only to the redistribution of stresses in the body of the structure.

If it is necessary to increase the structure's stability and to improve the character of the distribution of normal stresses, it may prove reasonable to anchor the lower end of the rod in the foundation (*fig.* 4).

The additional compression stresses in the foundation, arising from the action of the strained rod, may be expressed in the form

$$\sigma = T\left[\frac{1}{\xi h(1-n)} \pm \frac{\sigma\left(\xi\frac{h}{2}-b\right)}{\xi^2 h^2(1-n^3)}\right]$$

where all denominations are preserved as before.

Simple expressions may be obtained in the same way for the case when a structure, provided with slots in its lower part, is to be strengthened by means of additional concrete layers on the downstream face (*fig.* 5).

If, in particular, the structure is heightened by a magnitude whilst the centre of gravity of the added layer is lying on the same vertical as the upstream boundary of the dam's middle part for a foundation without slots, the stresses from the additional weight of concrete in a structure with slots in the base will be equal to.

$$\sigma = \frac{\Delta G}{\xi h}\left[\frac{1}{1-n} \pm \frac{1}{1-n^3}\right].$$

Thus the longitudinal relieving galleries in the foundation, combined with prestressed reinforcement of the upstream face or with prestressed anchoring of the structure into the foundation, as well as with placing on the downstream face strenghtening concrete layers may in a number of cases of heightening of dams give efficient solution with regard to technical and economical factors.

In some cases of heightening of dams and retaining walls balancing massives eccentrically fixed to steel rods may be used. In buttress dams these balancing massives may be located between the buttresses.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

If big hollows of considerable dimensions are incorporated in other structures of the same type, they may also be used for placing of the balancing massives (*fig.* 6). For massive structures the balancers may be placed in level with the crest of the structure (R.4).

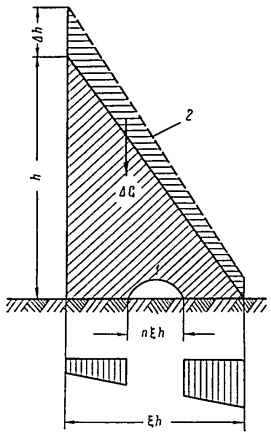


Fig. 5.

Schematic representation of heightening of a structure with the slot at the base by means of a concrete slab resting against the downstream face of the structure.

(1) Slot.
(2) Concrete salb.
(3) Normal stresses with reservoir full

Schéma d'un ouvrage. surélevé par couches de béton le long du parement aval, avec découpage à la base

(1) *Découpage.*
(2) *Dalle de béton.*
(3-4) *Efforts normaux, réservoir plein.*

We are of the opinion, that the above discussed methods of heightening or strengthening of existing structures, including those with slots in the foundation, may be regarded as sufficiently effective for structures of moderate height. With increasing height of structures and increasing of the stresses in the anchors the difficulties are growing in accomplishing the large anchoring rods, in distributing them within the structure bodies and in fixing them in the foundations, which may result in

seriously complicating the application of prestressed reinforcement or in making it disadvantageous.

If in the process of building a structure of considerable height the possibility of future heightening may be foreseen, it is rational to increase in advance the compression stresses in the zone, adjacent to

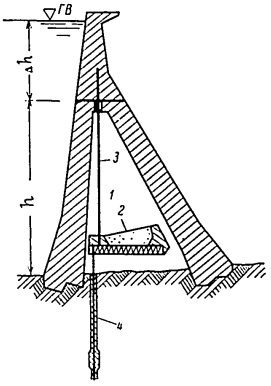


Fig. 6.

Heightening of a structure using balance-massives.

(1) Hollows in the structure.
(2) Balance-massives.
(3-4) Cables.

Schéma de surélévation d'un ouvrage avec emploi de massifs-balanciers.

(1) *Poutre de couronnement surélevée*
(2) *Balancier.*
(3-4) *Tirants.*

the upstream face of the structure, as well as on its contact with the foundation.

Along with local slots, other measures may be used for the redistribution of stresses. For instance, in the U. S. S. R. in the design of a high dam (variant with incorporated engine room of the power house) it was planned to locate in the upper part of the dam cavities, into which water and cement mortar should be pumped. This would allow, during the construction period, to create a thrust between separate massives and thus to improve the reaction distribution in the foundation.

For the artificial regulation of the soil reaction in the foundation of

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

structures it was in recently suggested by W. J. Kravtzov and P. D. Evdokimov (R.5) to force cement mortar into cavities specially made below the base of the structures.

We think, that in certain cases the redistribution of stresses may be effected by gravity forces of separate parts of the structure, which, make it possible to transform the reaction diagrams for the foundation involving the dividing of the structure by temporary almost vertical joints.

In this method nothing else is represented than the further development of subdivided accomplishment of hydraulic structures, used by soviet hydraulic engineers in the building of massive hydraulic structures on the several big rivers on compressible foundation soils (R.6). The more acceptable is this method in conditions of a rocky foundation, characterized by high strength and favorable values of the modulus of elasticity.

As it will be shown below, by means of the subdivided accomplishment method it is possible to build hydraulic structures, inclined in the upstream direction, avoiding any tensile stresses that usually arise in the downstream face of such structures during the period of their construction.

For the purpose of increasing the intensity of compression stresses in comparison with those usually arising in a triangular profile, it is suggested to carry out the building of the structure, subdivided by temporary slots into several separate parts of the profile width, for instance, into two parts 1 and 2, as given in figure 7. It is advisable to choose such cross-section dimensions of the upstream part 1, as well as such a width of the contact area between the concrete and the foundation, that, during the construction period, the pressure developed in the foundation would exceed that of a concrete pylon of constant cross section having the same height.

The magnitude of the surplus pressure as compared with the pressure, corresponding to the case of a normal triangular profile, may — in view of the possibility of reducing the width of the foundation of the massif 1 — vary in wide limits so as to exceed several times the usual values. When the outline of the upstream part 1 of the profile varies with height or when there are different kinds of slots in the lower zone of the structure, a redistribution of stresses is effected in the very body of the structure with an increase of the intensity of compression stresses in it. The construction of each part, defined by joints, is carried out as usual by dividing into slabs and blocks the concreting.

The width of the joints, in dependence from the magnitude and character of settling, may vary from zero to several meters; the advantage of wide joints lies in the possibility of better cooling of the concrete massives by the surrounding medium, whilst in the case of narrow slots it may prove sufficient to accomplish cement injection in order to make the structure monolithic.

It should be recommended to make the temporary partitioning of

structure with such a view as to secure individual stability of each separate part during the construction period.

As an auxiliary measure, securing, if necessary, the stability of the upstream massif 1, separate thrust slabs or vertical ribs, resting upon the massif 2, may be used; the construction should not impede the independent transference of stresses in the height of both massives and on their contact with the foundation. In the case when the stability

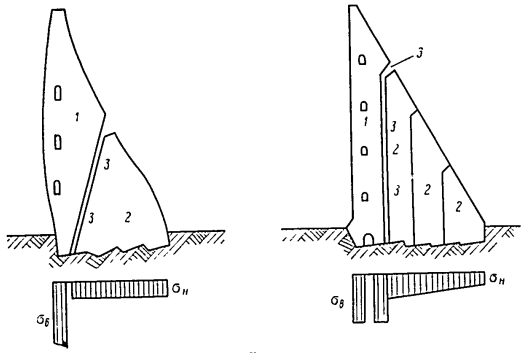


Fig. 7.

Schematic representation of a gravity buttress structure.
(1) Upstream massives.
(2) Downstream massives or buttresses.
(3) Joints filled later with concrete

Schéma de construction d'un ouvrage du type poids à contreforts.
(1) *Massif amont*
(2) *Massifs aval ou contreforts*
(3) *Joints d'affaissement fermés par la suite; et galeries dans le massif de l'ouvrage.*

of the upstream massif is not independently secured and auxiliary arrangements are required, transferring the force on the foundation or on the downstream part 2 of the structure, account should be made of the force interaction that arises between the separate parts of the structure and between the parts of the structure and the foundation.

After the concreting or grouting of the partition joints the profile becomes monolythic and in this condition it is able to withstand the computed hydraulic pressure.

For the determination of the design stresses on the contact with the foundation as well as in higher sections in the structures body it is admissible within a certain stability stress, to base upon the premises

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of the theory of elasticity and to make use of the method of superposing the stresses, aristing at separate loading schemes. The distribution of stresses in the parts of such structures for the state, preceeding their bonding, may be found by considering the character of loading of each separate part of a structure. In this procedure the calculation of the downstream part of the profile, that has, as it is shown on scheme (*fig.* 8), a triangular form, may without difficulty be accomplished by

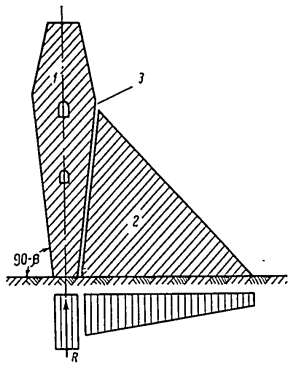


Fig. 8.

Design scheme of a structure built in successive stages.
(1) Upstream massif.
(2) Downstream massif.
(3) Temporary joints.

Schéma du projet de surélévation par étapes successives d'un ouvrage.
(1) *Massif amont.*
(2) *Massif aval ou contrefort.*
(3) *Joints provisoires.*

means of the well known expressions of the structural mechanics or of the theory of elasticity for a massive homogeneous body of the given configuration.

In the same way may be accomplished the analysis of the stress conditions of an isolated upstream massif on the basis of the solutions of the theory of elasticity (R.3), if the upstream part be considered as a trapezoidal profile, widening in the upward direction according to a linear law. The stress condition of the massif will be brought about by the reaction R of the foundation, directed upwards, and by the gravity forces of the massif.

In particular, assuming the upstream massif as outlined symmetrically with regard to a vertical axis, the stresses, acting normally to horizontal areas within a region of the massif, distant enough from the foundation and from the bend zone of the profile, may be expressed as follows :

$$X_x = \frac{1}{\gamma_n x} - \frac{\gamma}{\gamma_n \sin^2\beta} \frac{x^3}{(x^2+y^2)^2} \left| \gamma_n h^2 \operatorname{tg}\beta + R \right|$$

The same expressions may be obtained for the stresses Y_y, acting on vertical areas, as well as for tangential stresses X_y.

The magnitude of the reaction R may, if required, be additionally increased by artificial loading of the isolated massif 1 by the force of prestressed rods.

After the concreting and grouting in the partition joints the structure will withstand the operation loads as a monolith.

The stresses, arising in that condition, may be determined by means of well known rules; the values of the stresses will depend also on the configuration of the accomplished structure. The resulting stresses will be expressed in the form of the sum of the stresses, developed by the weight of parts of the structure in the period of building, and the stresses, arising from the action of operation loads.

The method suggested may be sufficient not only for the building of massive structures, liable to future heightening, but also for structures, incorporating large galleries or openings in their bodies. By means of the described method of subdivided construction of structures a decrease or even a complete elimination of the tensile stresses, arising in the structure's foundation, as well as in weakened sections and in the walls of openings, may be attained.

As a specific instance of application of the method of subdivided accomplishment in structures on rocky foundation with incorporated large openings, the variant may be cited of one of the concrete dams over 100 m high, designed by the Institute " Hydroenergoproject ". Inside this dam there was provided a hall for the installation of generating units. A model of the dam and its foundations had been made of pliable materials with the deformation modulus ratio of the structure and the foundation equal to 1 : 4 (R.7). The analysis of the stress conditions on the model has shown, that if the structure is erected as a monolith with its bottom slab and rigid ceiling, the emergency of tensile stresses should be expected in its base in the region of the upstream face under the action of operation loads. At the same time the normal compression stresses in the upstream side of the opening are small. It was therefore decided to carry out a supplementary series of experiments for the purpose of revealing the picture of stress conditions in the case of a subdivided accomplishment method (1).

(1) The research work has been carried out by the Chair of Structural Mechanics of the Leningrad Polytechnik Institute, under the supervision of S. M. Starostin.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

For this purpose a model of a hollow dam, cast in " walzmass ", was prepared in the form of two parts, divided by a through joint. The joint cuts the inclined ceiling above and the bottom slab below the opening down to the very foundation, thus dividing the structure into the upstream and the downstream parts (*fig.* 9).

The upstream part presents a massive wall, somewhat widened in the upward direction, whilst the downstream part incorporates the

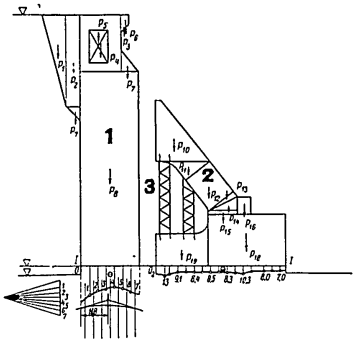


Fig. 9.

Model of a structure with a large internal void before closing the joints.

(1) Upstream massif.
(2) Downstream massif.
(3) Supporting structure.

Modèle d'un ouvrage largement évidé avant la fermeture des joints.

(1) *Massif amont.*
(2) *Massif aval.*
(3) *Constructions d'appui.*

opening, the massive ceiling whereof is in the construction period supported by vertical carrying elements.

The accomplished experiments revealed that, in the period of subdivided existence of the structure's parts, a redistribution of the normal stresses is proceeding in the width of the structure resulting in an increase of stress below the upstream massif. After the filling up of the partition joints and the consolidation into one of the both parts of the model, to which also the force of hydraulic pressure was applied, the stress distribution proved to be considerably more favorable than in the case of monolithic structure. In particular, below the upstream part instead of a tension of a magnitude 3 kg/cm² a compression was stated of the intensity of 15 kg/cm². In the same was a substantial

increase of compression stresses took place in the sections of the upstream wall of the gallery.

The experimentally produced picture of the stress conditions on account of the application of the subdivided method of erecting structures is given in figure 10.

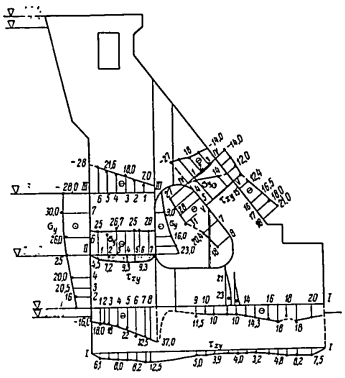


Fig. 10.

Model of a structure with a large internal void after closing the joints. Normal and tangentional stresses at the base.

Modèle d'un ouvrage largement évidé après fermeture des joints. Efforts normaux et tangentiels à la base.

By the application of the methods suggested it is possible to realise an appreciable reduction in the volume of concrete and an improvement of the technical and economical factors of hydraulic structures.

As to the stability against shear of the reduced in weight structures, in the cases when the structural weight proves insufficient, structural solutions should be taken for a more complete involving into action of resistance forces on the contact with the foundation. In the case of strong rocky foundations this may be realized by means of cut off, cut into the foundation, or by leaning the side of the structure's base against the rock, by special treating of the surface of the foundation and by other analogous measures.

CONCLUSIONS.

1. In some cases of erection of hydraulic pressure structures it is expedient to foresee the possibility of their future heightening and to

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

consider in advance the process of engineering work measures, that will in the future facilitate the heightening of the structure.

2. In designing the heightening of the structures calculation methods of higher accuracy should be used, as for certain schemes of loading and especially for the action of a concentrated force an appreciable difference is obtained in the results of calculation by methods of structural mechanics and of the theory of elasticity.

3. In heightening hydraulic structures an increase of the compression stresses and, if required, also of the stability against shear, may be attained by the widening of the profile, as well as by the use of the method of prestressed anchoring. For producing the straining of the reinforcement, hydraulic jacks may be used or methods without the use of jacks.

4. In many cases of new building or of heightening existing dams it is possible also to use, as suggested in this paper, combination of the prestressed reinforcement with the arrangement of slots in the foundation.

5. For massive structures or massive-buttress type or having large longitudinal openings it is expedient to use the subdivided method of construction, which in a number of cases enables to obtain favorable technical and economical solutions.

REFERENCES.

1. A. Coyne et J. Bellier, *Les tirants tendus*, 1955.
2. A. Z. Bassevitch, *Ouvrages hydrauliques en béton précontraint*, Paris, 1955.
3. B. G. Galerkin, *The works*, vol. I, Ed. Ac. Sc. U. S. S. R., 1953.
4. A. Z. Bassevitch, *Massive hydraulic structures with artificial compression of the concrete*, Stroyisdat, 1957.
5. W. J. Kravtzov and P. D. Evdokimov, *To the problem of normal stress distribution in soils in the bases of rigid foundations* (*Transactions of V.N.J.J.G.*, vol. 57, 1957).
6. A. Z. Bassevitch, *Reinforced concrete constructions of hydraulic structures*, Stroyisdat, 1940.
7. N. S. Rosanov, *The experimental method of the tensometric net and its application to the solution of problems of structural statics* (*Transactions of V.N.J.J.G.*, vol. 57, 1957).

SUMMARY.

In the future heightening of dams for the purpose of raising the hydraulic head the necessity arises, as a rule, of strengthening the structures for securing their stability and for the redistribution of stresses within the body of the structures and on their contact with the foundation. It may prove expedient to foresee corresponding measures in advance, when building a new structure, or to make preparations for their accomplishment in the future.

For strengthening dams in the process of their building or increasing in height it is often used to anchor them into the foundation; existing structures are sometimes strengthened by placing upon them additional layers of concrete on the downstream face.

It is pointed out in this paper, that in designing dams with prestressed anchoring rods attention should be paid to the fact that underestimated quantitative results are obtained, when using conventional methods of calculation for the scheme of loading the profile by a vertical force, reproducing the loading from the action of the rod.

It is therefore recommended for designing anchored or provided with prestressed reinforcement structures of triangular or trapezoidal profile to make use of the dependences of the theory of elasticity, cited in the report.

In the process of erection of new structures, that may be liable to future heightening, it is often expedient to take in advance measures for the intensification of normal stresses, in particular, by the providing in the base of longitudinal relieving galleries, combined with strained reinforcement in the height of the structure. Such a combination may prove perfectly admissible and especially advantageous, when the general stability of the structure is secured. In the case of insufficient stability a positive solution may be obtained by a combined application of relieving galleries in the lower part of the structures as well as of an strained anchoring them into the foudnation. In this case the prevailing influence on the stresses of the vertical forces of the structural weight and of the force in the anchor over the action of the bending moment makes it possible to increase appreciably the magnitude of the stresses in the plane of contact.

For massive or hollow structures of middle or large height it is in many casses reasonable in the process of building to make in advance a redistribution of stresses, which may be realized without the help of rods and jacks.

For this purpose it is suggested to make use of the further development of the method of subdivided erection, practically verified in the erection of a number of large hydraulic structures in the U. S. S. R.

It is shown in the report, that by rational distribution of the structural weight of separate parts in the process of its building as well as by regulation of their profiles and dimensions of their contact area with the foundation an increase of the zonal intensity of normal stresses may be secured in the base and inner parts of the structure.

Experiments, carried out on a model in " walzmass " of a high dam with a large incorporated hollow, confirmed the possibility of a considerable redistribution of stresses in its body in the foundation.

RÉSUMÉ.

Dans les travaux de surélévation des barrages pour permettre l'augmentation de la charge, il devient indispensable, dans la plupart des cas

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de renforcer ces ouvrages dans le but d'assurer leur stabilité et la redistribution des contraintes agissant dans le corps de ces ouvrages et sur le contact avec la fondation.

L'exécution des mesures correspondantes ainsi que la préparation de leur réalisation dans le futur peuvent se révéler utiles aussi pour la construction de nouveaux ouvrages.

Pour le renforcement des barrages lors de leur surélévation et leur construction on a recours, le plus souvent, à l'ancrage précontraint à leur base; les ouvrages existants sont parfois renforcés au moyen de couches de béton supplémentaires, mises en place le long du parement aval.

Il est à noter qu'en projetant des barrages munis de tirants ancrés, il faut prendre en considération l'amoindrissement des résultats quantitatifs, obtenus par procédés ordinaires pour le schéma de l'action, sur le profil, d'une force verticale reproduisant la charge sous l'influence d'un tirant.

C'est pourquoi, en projetant des ouvrages ancrés ou précontraints de profil triangulaire ou trapézoïdal, on peut recommander d'utiliser les relations basées sur la théorie de l'élasticité, données dans le présent rapport.

Au cours de la construction des nouveaux barrages, pouvant être surélevés dans la suite, il est souvent utile de prendre d'avance des mesures pour l'intensification des contraintes normales en particulier à l'aide de découpage à la base, sous forme de galeries de décharge longitudinales en combinaison avec un ferraillage contraint sur toute la hauteur de l'ouvrage. Une telle combinaison peut se révéler pleinement acceptable et particulièrement favorable quand la stabilité totale de l'ouvrage est assurée.

Dans les cas où la stabilité n'est pas suffisante, on peut obtenir de bons résultats en exécutant simultanément des galeries de décharge dans la partie inférieure des ouvrages et un ancrage armé à leur base. Dans ce cas, la prédomination de l'influence du poids de l'ouvrage par rapport aux forces verticales, ainsi que la prédomination de l'effort dans l'ancre par rapport à l'action du moment, permet d'augmenter sensiblement la valeur des contraintes de pression à la surface de contact.

Pour les ouvrages pleins et les ouvrages évidés de moyenne et de grande hauteur, dans beaucoup de cas il est utile, au cours de leur construction, d'exécuter une redistribution pouvant être réalisée sans aide de tirants ni de crics.

Dans ce but, on propose d'utiliser, en la développant encore, la méthode de la construction séparée, vérifiée par la pratique de construction en U. R. S. S. lors de la réalisation d'un nombre de grands ouvrages hydrotechniques.

Dans le rapport on démontre qu'au moyen d'une répartition rationnelle du poids des diverses parties de l'ouvrage lors de sa construction, au moyen d'une régularisation de leurs contours et des dimensions de la surface de contact avec la fondation, on peut obtenir une augmentation de l'intensité zonale des contraintes normales le long de la semelle et à l'intérieur de l'ouvrage.

Les expériences, exécutées sur modèle « Walzmass », pour un grand barrage largement évidé, ont confirmé la possibilité d'une redistribution considérable des contraintes dans le corps du barrage et dans sa fondation.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 113

QUESTION N° 21

K. I. ROSSINSKY
I. A. KOUZMIN
AND A. D. KHALTURIN
(U.S.S.R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

EXPERIENCE ON PRELIMINARY ESTIMATION OF LOCAL EROSION DEPTH DOWNSTREAM OF ONE OF THE LARGE HYDRO PROJECTS (*).

K. I. ROSSINSKY, Eng.,
I. A. KOUZMIN, Eng.
and A. D. KHALTURIN, Eng.

When constructing large hydro projects on big rivers with high discharge and river beds of light movable silt, this being characteristic for the European part of our country, the problems of preliminary estimation of possible local downstream erosion are very important as structural design must take into account inevitable and extensive erosion.

Experience with such preliminary estimation of erosion depth and comparison with the results of field observations are given below on the basis of design and research data at one of the large built hydro projects.

This hydro project has two separate structures through which large floods are to be discharged : the spillway dam and the hydroelectric station itself. The latter in the given case is simultaneously a spillway

(*) *Enseignement sur l'estimation préliminaire de la profondeur de l'affouillement local en aval d'un grand ouvrage.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

structure due to the fact that it has bed spillways for flood water besides power units.

The spillway dam and the hydroelectric station are separately situated, each of these structures having its own discharge channel. Moreover, the geological conditions existing in those channels differ greatly. Therefore, it is more convenient to discuss erosion downstream the dam and hydroelectric station separately. It is necessary to note : actual erosion in the field was observed during the period of temporary operation, while construction work was not completed yet and the normal operation requirements could not be entirely fulfilled.

The spillway dam has been founded on sand. This sand contains inclusions of gravel and pebbles distributed unequally in sand layer. Therefore, as it was supposed in the design, the river bed below the dam was eroded unequally by width. In those places where the sand contained a large amount of gravel and pebbles erosion was limited by the formation of a natural " paving " (" self-paving ") of this material at higher elevations. However, in those places where the sand contained a smaller amount of gravel-pebble inclusions erosion was deeper. In these conditions it was impossible to receive all characteristics of eroded soil downstream of the dam by laboratory model research, but only calculations allowing to receive them. This did not mean that it was necessary to exclude laboratory research with quantitative erosion reproduction as the estimation of flow velocity effect on the river bed for this research method is the most complete one.

Local erosion depths were estimated with the help of methods worked out by Gidroproject for large hydrotechnical structures and were described in detail in the Symposium on Problems of River Discharge Control, No. 6, published by the Academy of Sciences of the U. S. S. R., 1957. This method is based on the following.

As the water flown over the dam to downstream is completely free of silt deposited in the reservoir, the estimation of erosion depth may be made according to the value of non-eroding velocity. The spillway apron is designed in such a manner that at the end of the level part of this apron the velocity is distributed by depth according to uniform flow. Therefore, the values of non-eroding velocity are taken equal to the values determined in test channels with uniform flow. Directly below the tail part of the apron the eroded cavity will be somewhat overdeepened due to the increase of flow velocity pulsation when the water flows from the spillway apron into the eroded cavity. The test results showed that in this case over-deepening does not exceed 5 % of the depth estimated according to the value of non-eroding velocity corresponding to uniform flow.

Due to above mentioned the river depth at the place of maximum erosion H is determined by the equation

$$H = 1.05 \sqrt[1+x]{\frac{q}{V_H}},$$

where

q, unit discharge in square meters per second;
V_h, value of non-eroding velocity in relation to depth of 1 m.

In those cases when water is discharged through a narrow spillway into a wide downstream or only part of the spillway width is used the possible degree of increase of unit discharge, found at the eroded place, is to be determined by the equation received by K. I. Rossinsky, Eng.

$$\frac{q}{q_n} = \frac{1}{2}\frac{z_0 H}{z H_n} + \frac{1}{4}\frac{B}{B_n}\left(1 - \frac{a_0 H}{z H_n}\right) - \sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{z_0 H}{z H_n}\right)^2 + \frac{1}{2}\frac{B_0}{B}\left(1 - \frac{z_0 H}{z H_n}\right)\left[\frac{1}{8}\frac{B}{B_n}\left(1 - \frac{z_0 H}{z H_n}\right) + \frac{1}{2}\frac{z_0 H}{z H_n} - 1\right]},$$

where :

q, unit discharge at the eroded point;
q_n, unit discharge at the spillway apron;
H, water depth at the eroded cavity;
H_n, water depth at the tail part of the apron;
B, downstream width;
B_n, spillway width.

Local erosion depth is found in this case by combined solution of the above-mentioned equations.

When there is large-size material in the sand, capable to limit erosion by the formation of natural paving, erosion depth is determined by the following expression :

$$H = \sqrt[1+x]{\frac{q}{V_H}} + \frac{\Delta}{n},$$

where

H, water depth at the eroded river bed;
q, unit discharge;
V_h, non-eroding velocity for inclusions, which form the natural paving;
Δ, depth of natural paving layer;
n, relative content of paving material in soil.

The values of non-eroding velocities for calculations are to be taken according to the geological survey data and in conformity with the available standards of non-eroding velocities. When taking into account non-uniform erosion by width, the eroding depths downstream the dam were set individually according to the data of each drilled hole within the given section. This allowed to evaluate both the average erosion depth and its possible variations; of course, without exact reproduction of the eroded river bed, the amount of used holes and tested soil samples being insufficient for this aim.

Laboratory tests were executed with artificial silt of low specific

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

weight without reproducing non-uniform composition conforming natural conditions. The influence of the formation of " self-paving " was partly taken into account by the fact that the material used for the model had a mobility corresponding to some degree to a larger size of material in comparison with the natural sand.

The comparison of design data with those received in the field is shown in figure 2 for the sections given in figure 1.

It should be noted that the design calculations were carried out for the case when the dam was using the entire spillway for total water discharge, while the dam was actually working with three gates always closed and the upstream level at the time of maximum discharge was somewhat lower than normal. The actual unit discharge at the spillway apron was approximately 35 m²/s. This value for the eroded cavity, taking into account constriction of water flow by the mentioned formula of K. I. Rossinsky was equal to approximately 42 m²/s. The latter value was even nearer to that received for the design data shown in figure 2.

As it may be seen in the figures the forecast of erosion depth was quite satisfactory, the data being near to the actual ones, and received not only by detailed calculations but also by laboratory tests, in the given case being of conditional character due to the difficulty of proper modelling the properties of the river bed soil.

The hydroelectric station of described hydro project was built mainly on clay soil with layers of sandy clay. In these conditions river bed soil models were even more difficult to reproduce than base soil for the spillway dam. Therefore, in the same way as for the dam the laboratory tests for the hydroelectric station were supplemented by calculations according to the above-mentioned methods. During the laboratory tests the quantitative estimation of erosion was executed by the method proposed by A. D. Khalturin, Eng. This method is widely used in the laboratory of Gidroproject, it being required to build a three-dimensional semi-rigid model with artificially deformed river bed, determined by calculations.

When using this method of calculation and experiment it becomes possible to estimate the varying geological factors of the river bed and the formation of natural paving and at the same time it has the advantage in comparison with pure calculations allowing to take into account the influence of non-uniform opening of different sections on flow of various schemes, the effect of one or the other energy dissipator and other measures affecting the character of flow spreading. The estimation of these factors for purely theoretical calculations may be done only approximately.

The evaluation of possible erosion for this method is accomplished by measuring velocities at the initial river bed with a certain characteristic initial discharge. All sections of the river bed are gradually deepened in artificial manner in places where the measured velocity values exceed the accepted allowable velocity. By taking several velocity measurements with the following increase of depth in the zones

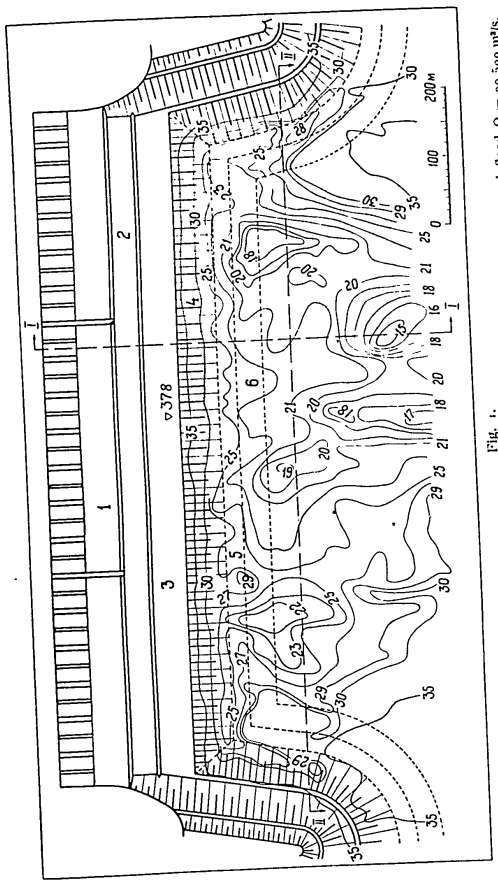
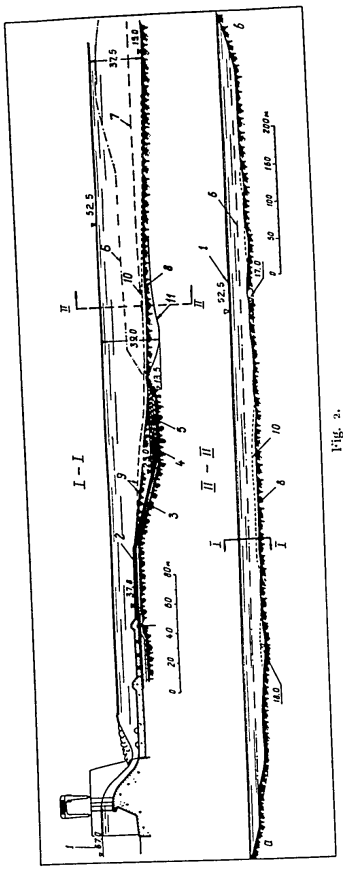


Fig. 1.
Discharge channel bed of spillway dam of hydro project. The channel bed is shown after second flood Q = 29 500 m³/s.
Upstream elevation = 67.0 m. Downstream elevation = 52.5 m.
(1) First-stage apron
(2) Second-stage apron
(3) Spillway apron.
(4) Downstream bucket slope.
(5) Level part of concrete spillway apron in bucket.
(6) Rock-filling to downstream bucket.
Cross-sections I-I and II-II are shown in figure 2.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8


I - I
II - II
325
325
325

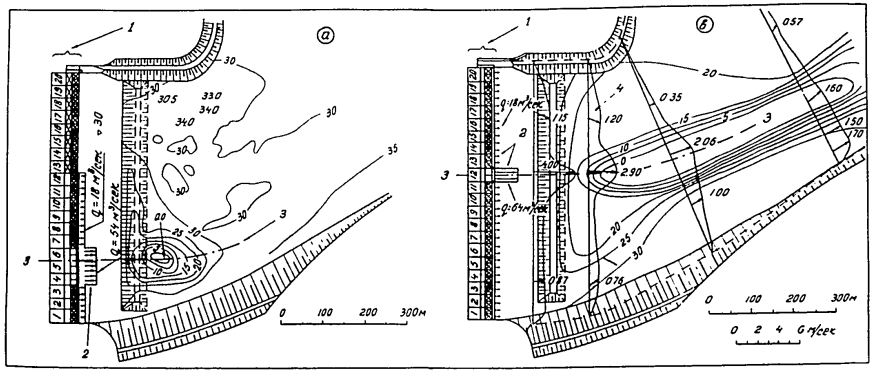


Fig. 3.

Layout of the hydro-electric station tailrace :

(*a*) After second flood in the field conditions.

$Q_{turbine}$ = 6 500 m³/s;
$Q_{bed\ spillways}$ = 3 200 m³/s
Q_t = 9 700 m³/s

(*b*) for one of the model studied cases.

$Q_{turbine}$ = 10 100 m³/s;
$Q_{bed\ spillways}$ = 1435 m³/s;
Q_t = 11 535 m³/s.

(1) Working turbines and bed spillways
(2) Unit discharge diagram on spillway apron in cubic meters per second per linear meter width.
(3) Center line of maximum erosion.
(4) Mean velocity diagram in meters per second.

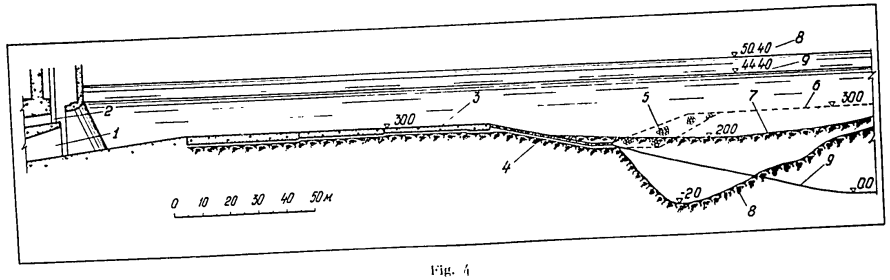


Fig. 4

Cross-sections along maximum erosion lines.

(1) Draft tube.
(2) Bed spillway.
(3) Tail part of spillway apron
(4) Spillway apron.
(5) Rock-fill below bucket.
(6) Design initial erosion of tailrace bed
(7) River bed after first flood
(8) Second flood level and erosion after second flood.
(9) Water level during laboratory testing and eroded bed.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

area. However, zones with higher and lower elevations are reproduced by calculations with insufficient accuracy, this being explained by the relatively narrow range of initial data received even for a large amount of drilling operations.

3. The method of calculation and experiment for the determination of depth used for downstream conditions of hydroelectric stations also allowed to receive a correct idea of the value of maximum erosion depth. However, the position of the lowest river bed elevations on the model are received at a greater distance from the paving ends, than in the field, this being explained by insufficient detailing of the laboratory tests (relatively far-spaced measured cross-sections, etc.).

4. Calculation of maximum erosion depth taking into account flow constriction by the K. I. Rossinsky formula allowed to receive satisfactory results.

5. The combined use of the mentioned methods of estimation of erosion depth, allowed to mutually check the results, made it possible to have an idea of the maximum water depth in the erosion zones with an accuracy of 5 to 10 %.

SUMMARY.

The paper includes a brief description of design and laboratory methods for the determination of erosion below the apron of spillway structures used, in particular, during observation of structures of one of the large hydro projects.

The erosion depth for the given unit discharge (discharge per linear meter of stream width) is calculated on the basis of the allowable average velocity by depth, the former depending upon the latter.

The calculations take into account the overdeepening of the river bed downstream of tail part of the apron due to velocity pulsation when the water flows into the eroded cavity, increase of unit discharge below the paving in comparison with the unit discharge on the tail part of the apron due to constriction of the flow and its widening by depth and the influence on the erosion depth due to the variable content of the eroded material.

The laboratory research included the method of using artificial silt with small specific weight (1.13-1.16), which gave satisfactory results and also the method of calculation and experiment proposed by A. D. Khalturin, which is of great importance when studying erosion in adhesive soil, when the execution of research on models with a movable bed is impossible. This method includes tests in conditions of initial river bed by measuring velocities, the parts being determined where erosion will take place. Gradual and artificial deepening of the bed is executed in these parts on the model. Using several approximations the river bed attains such a condition, at which for the given design discharge there will be no velocities at any point in the river bed exceeding the allowable value.

The results of calculations and experiments are compared with the results of actual erosion and have given satisfactory results.

RÉSUMÉ.

Dans ce rapport, on expose brièvement des méthodes de laboratoires et de calcul pour déterminer des affouillements derrière les ouvrages destinés à la consolidation du fond, en aval des déversoirs; ces méthodes ont été employées au cours de l'étude des installations hydrauliques d'une centrale.

La profondeur de l'affouillement pour le débit d'eau donné (le débit d'eau par mètre de la largeur de l'écoulement) est calculée selon la valeur de la vitesse moyenne admissible par la profondeur et dépendant de la profondeur.

Dans le calcul il faut tenir compte des approfondissements additifs du fond derrière l'arrière-radier dus à l'augmentation de la pulsation des vitesses quand l'écoulement se dirige vers la fosse de l'affouillement, de l'augmentation des débits d'eau derrière les ouvrages de consolidation par rapport aux débits passés par l'arrière-radier par suite de la compression de l'écoulement transitaire qui s'élargit avec la profondeur et de l'influence de l'hétérogénéité de la composition du matériau d'affouillement sur la profondeur

Pendant les études sur modèle, on a employé la méthode consistant à utiliser des dépôts artificiels de faible poids spécifique (1,13-1,16) (cette méthode a donné des résultats satisfaisants) et la méthode de calcul et d'expérience proposée par A. D. Chaltourine; cette méthode est surtout utilisée pour les études de l'affouillement dans les sols cohérents quand il est impossible de faire les investigations sur les modèles à fond mobile. Cette méthode consiste en ce que, dans les conditions du relief d'origine, on détermine expérimentalement des zones d'affouillement au moyen de la mesure des vitesses. Sur le modèle, on effectue peu à peu un approfondissement artificiel du lit dans ces zones. A l'aide de plusieurs approximations, on donne au relief du lit une configuration telle qu'on n'observe pas, à n'importe quel point du lit, des vitesses dépassant la valeur admissible.

Les resultats des calculs et des expériences sont comparés avec ceux de la détermination des affouillements dans les constructions; ces résultats sont bien coordonnés.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 114

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

G. A. RUSSO
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

ABOUT UPLIFT PRESSURE IN PERVIOUS FOUNDATIONS OF HYDRAULIC STRUCTURES (*).

G. A RUSSO, Eng.

During the last 30 years the considerable success was achieved in the U. S. S. R. as a result of extensive research and investigation works aimed at improving design of the underground outline of hydraulic structures on pervious foundations. Academician Pavlovsky N. N. have elaborated the theory of a subsoil-water flow beneath the hydraulic structures and proposed the electro-hydrodynamic method of a seepage flow modelling, which now represents the base for solution of all the future tasks on this problem.

The scientific and research institutes : V.N.I.I.G. (1) in Leningrad and V.O.D.G.E.O. (2), V.N.I.I.G.M. (3) and Hydroproject (4) in Moscow, have determined the possible types of foundation soil deformation due to uplift pressure and recommended measures to eliminate such defor-

(*) *Sur les sous-pressions dans les fondations perméables des constructions hydrauliques.*

(1) State Scientific Research Institute of Hydrotechnics, Leningrad.
(2) State Institute of Hydraulic Engineering and Melioration, Moscow.
(3) State Scientific Research Institute of Hydrotechnics and Melioration.
(4) State Design and Research Institute of Hydraulic Structures.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

mations in order to secure reliable operation of hydraulic structures. A number of spillway dams and hydro-electric plants without rock foundation available have been designed and constructed on the basis of this work and the necessary laboratory and field investigations.

The control of seepage flow process on site and the comparison of the data obtained with the laboratory investigations and theoretical assumptions allowed to improve gradually the existing methods for computation of the underground outline of hydraulic structures.

During the recent years V.O.D.G.E.O. and V.N.I.I.G. have elaborated specifications on design and computation for the underground outline of concrete dams founded on the rockless foundations (L. 2 and 3), generalizing the experiences gained in the U. S. S. R. and abroad.

According to these specifications the provision should be made for both the total and local stability of a foundation when underground outline of a dam is designed.

For large constructions the head gradients securing the total stability of the foundation are assumed as follows : 0.4-0.44 for clays; 0.2-0.22 for coarse sands; 0.15-0.17 for medium sands and 0.12-0.19 for fine sands. These gradients are considered as maxima and therefore the total length of underground outline in design is recommended to be reduced according to the results of investigations applicable in each separate case. If the value of a gradient exceeds 0.5-0.7, the uplift of soils in the downstream, as well as the internal piping at the points of contact of the coarse and fine grained foundation soils should be checked to secure the local stability of soils.

To show the similarity between the design and actual data on seepage flow beneath the hydraulic structures on rockless foundations we are giving below the corresponding data for two large dams and one hydro-electric plant.

FIRST SPILLWAY DAM.

The dam consists of a concrete spillway, reinforced concrete anchor-type upstream apron, solid spillway basin, and spillway apron; the latter ends with a spillway bucket. Underneath the dam at the beginning of an upstream apron, two rows of sheet piling are driven to a depth of about 20 m.

The dam is founded on alluvial sediments totaling 14-16 m in thickness. These alluvial sediments are underlied with a marly layer from 2.5 to 4 m thick within the dam area. Below marles the formation of sea-borne sediments of a Tertiary period consisting of sand loam and clayey soil sediments is located.

Within the confines of the alluvium there are numerous lenses of old bed soils which in some places extend well beyond the upstream apron and spillway foundation stretching the upstream and downstream sides.

The sands in the foundation are of various granulometric composition ranging from fine grains to grains of different sizes which have

the coefficient of permeability equal to 0.016 cm/s, and to 0.034 cm/s at the surface of contact with the marls (basal level).

The marls are rather impervious and form practically a watertight barrier for the alluvial soils and the underlying formation of sea-borne sediments.

Sometimes the marly layer includes wash-out voides which create a direct contact between the alluvial sediments and the submarly layers. Such void was found at a junction of the powerhouse and the concrete dam. It was formed in the area of the upstream apron and the toe of the dam.

The apron and upstream sheet pilings are sunk into the marly layer.

The upper layer soils 30 m thick located below the marls is not homogeneous being composed of alternate layers of light and heavy sandy and clay loams. From the roofing down to a depth of 7-9 m the coefficient of permeability is equivalent to 0.0000 A cm/s, where A varies from 1 to 6. In the underlaying layer, the coefficient of permeability decreases to 0.00000 A while still below it increases slightly.

Drainage holes are arranged in the spillway and downstream apron plates to discharge seepage waters.

The void in the marly layer within the upstream apron area is isolated to separate the seepage pressure flow under marly layer from the seepage zone lying below the marly layer. Along the downstream facet of foundation plate a wall of steel sheet piling is driven down to a depth of 7 m in order to restrict creeping-out of the soil from underneath of the construction due to uplift pressure. In order to reduce the resistance for seepage flow discharging into downstream, the piles are made perforated.

In order to reduce the uplift pressure in the submarly formation and thereby to increase the stability of structures against possible sliding that may occur, along a marly layer, two rows of draining holes are arranged in the downstream at a distance of 135 m from the spillway. The distance between the rows being 15 m, and that between the holes — 20 m. Behind the bucket at a distance of 190 m from the first row of bore holes a third row of drain holes was bored to reduce uplift under marly layer in the bucket area. It was necessary in order to keep intact the marly layer as the alluvial sediments are washed away. The draining holes were sunk to a depth of 8 m in submarly formation.

Before designing the underground outline of the dam laboratory tests were performed while applying electro-hydrodynamic method (E.G.D.A.) thereby the sheet piling was considered to be pervious and the coefficient of permeability for a soil section 1 m thick along seepage flow line including the sheet-pile wall, equals 0.5 % of the actual coefficient of permeability through soils under the dam. Thus the sheet-pile wall and soil section 1 m thick were assumed as a conventional homogeneous core.

The observation data on uplift reduction under the Beloomutsk concrete dam on the Oka river and two sand-fill dams on impervious

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

foundation with a steel sheet piling wall were taken to determine the perviosity of the sheet piling. The method of " fragments ", or sections, elaborated by Academician Pavlovsky was applied herewith.

For computations it was assumed that :

1. The surfaces of equal head of a fragment are located in parallel to the sheet-pile wall.
2. The soil in which tho wall is built is homogeneous.
3. The void is filled with material identical to that of the whole seepage zone.
4. Flow of water is settled and continuous and is subject to Darcy's law.

The seepage discharge for earth-fill dams, with the data about location of the depression curve and the surface of a water stop can be computed by the equation

$$q = k_1 \frac{h_2^2 - h_3^2}{2l},$$

where h_2 and h_3, the depth of seepage flow in piezometers between the cut-off wall and the downstream of the dam; l, the space length between them and K_1, the coefficient of permeability through the body of a dam.

For a sheet piling section of 1 m thick, the similar equation can be applied :

$$q = k_2 \frac{h_1^2 - h_2^2}{2},$$

where h_1 and h_2, the depth of seepage flow from the upstream and downstream faces of the wall, and K_2, the assumed coefficient of permeability through the sheet piling section as if it were composed of homogeneous soil of less perviosity.

Due to equality of seepage discharges we obtain the following equation :

$$\eta = \frac{h_2^2 - h_3^2}{l(h_1^2 - h_2^2)}$$

where $\eta = \frac{k_1}{k_2}$ the coefficient of relative permeability through the sheet piling section.

A more complicated equation can be obtained for sections under the concrete dam with sheet piling in foundation, but there are decisions obtained through using the method of conformable reflections for the sections mostly met in practice (L.4).

In case of the first earth-fill dam built during the years 1939-1949 of the medium-sized sands by the use of hydraulic filling, the permeability coefficient of a dam body is determined to be 0.0003-0.004 cm/s.

The permeability coefficient of moraine clay loams in the foundation does not exceed A 10^{-8}-A 10^{-9} cm/s. The dam supports a head of 13-14 m.

For this dam the average value of the coefficient η varies, in the course of time, from 0.13 % in 1942 to 0 006 % in 1946.

The second earth-fill dam was completed in 1940, it supports a maximum head of 18 m. The permeability coefficient of a dam body on the average is equal to 0.003 cm/s and that of the clay deposits in foundation — 0.0000002 cm/s, the coefficient η varies from 0.1 to 0.15 %.

The Beloomutsk dam is founded on medium- and fine-grained sands with an underlayer of limestone, the upper section of which is considerably destroyed. The sheet piling driven partly into the limestones baffles the greater part of the head created by the dam.

The value of the coefficient η is defined to be 1.52 %. Such a large value can be explained by the fact that considerable seepage has occurred through the limestone layer.

Besides the above data, laboratory experiments have been carried out to determine the coefficient η. A section of sheet piling of normal prototype size was tested and the coefficient η was found to be 7.4 % (L.5).

As the clearances in the joints of the sheet piling in the field can differ very much in configuration and that in some sections the clearances are fully wedged, the design coefficient η was assumed to be 0.5 %, i. e. in accordance with the field observations.

In the investigations by the method of E. G. D. A. the sheet-pile walls were modelled by contact bulkheads. The spaces were filled with mortar of electric conductivity corresponding to the permeability of a section. In a series of tests a section of sheet piling was modelled by using a special insert corresponding to the height of the sheet piling and 200-m length. It is necessary to note, that the tests using the method of E. G. D. A. were conducted without the use of a sheet piling at the end of the spillway, but with the use of drainage made just behind the downstream edge of the spillway. The above changes were later introduced in the design of a dam.

On the basis of the investigation conducted and additional computations made it was assumed that the uplift average pressure under the upstream apron will be equal to about 65 % of the value H, and 15-4.5 % under the spillway.

During the years of observations of seepage flow process it was found that :

a. the losses of head on the upstream apron sheet piling reach on the average about 30 %;
b. total losses on the upstream apron can be estimated at 2-6 %;
c. the losses of head on the upstream sheet piling reach on the average about 50 %;
d. the losses of head within the area of the foundation plate do not exceed 5 %;
e. the residual head on the perforated piles was about 10%, gradually decreasing to 5-6 %.

During the five-year period of observations no considerable deviation was observed in seepage flow.

Under sections adjacent to the earth-fill dam the loss of head on

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

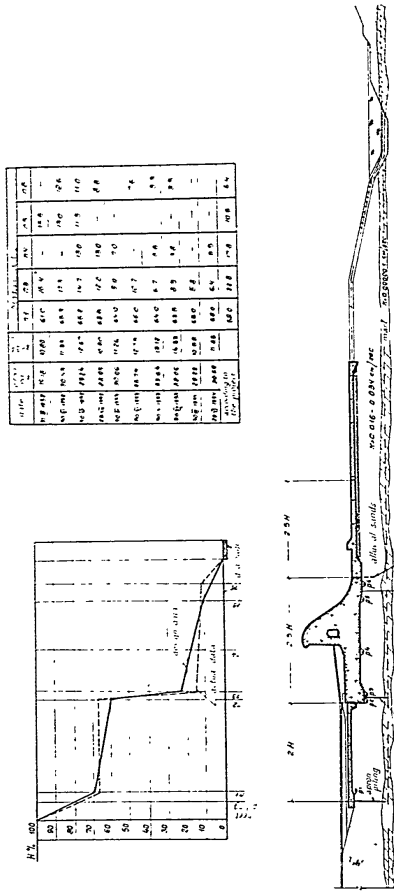


Fig. 1.

Uplift pressure in the foundation of the first concrete dam, section No. 3.

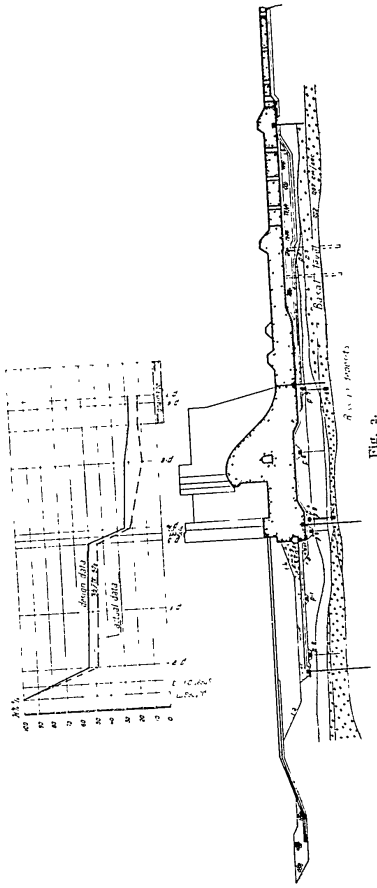


Fig. 2.

Uplift pressure in the foundation of the second spillway dam, section No. 6.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

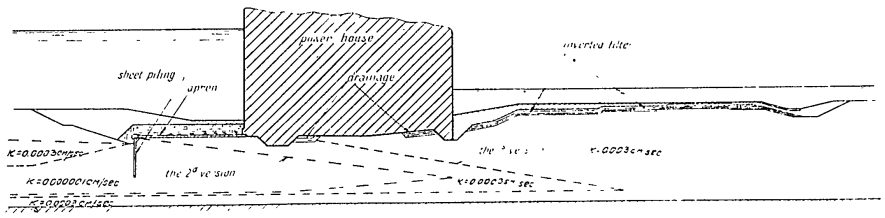


Fig. 3.

Scheme of the underground outline of the power house.

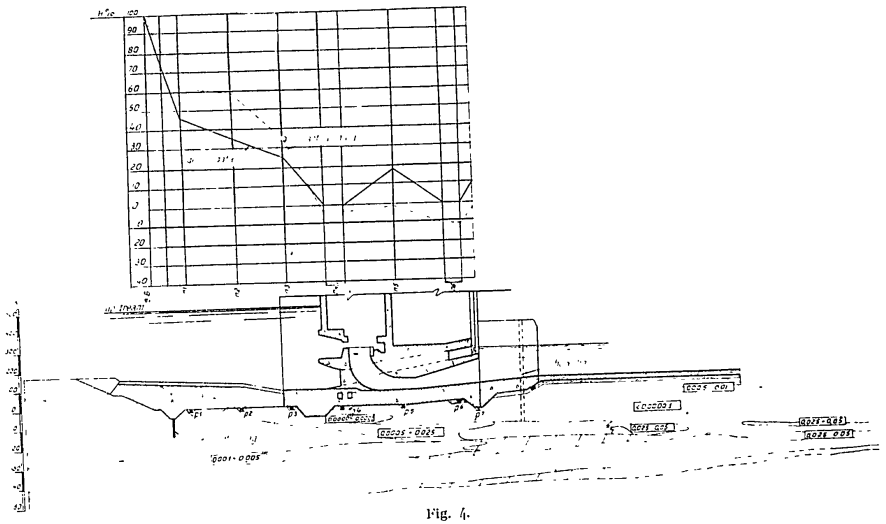


Fig. 4.

Uplift pressure in the foundation of the power house, section No 9.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the apron sheet piling decreases, while that on the upstream sheet piling increases.

Seepage flow heads in the submarly layer in the area of the structure equal to 30 % approximately. According to the laboratory experiments the value should have been about 10 %.

Thus, the actual data about the losses of head in the dam foundation and in the submarly layer have confirmed the design assumptions.

Attention is drawn upon the loss of a head in horizontal lines of seepage flow which is considerably less as compared with the laboratory data, this phenomenon can be explained by the existence of horizontal slightly pervious bands, clay loams and clays in the foundation. The coefficient of permeability obtained from the investigations equals 0.5 % and is confirmed by the observations in the field.

Figure 1 shows the design and actual uplift in section No. 3 of the dam.

THE SECOND SPILLWAY DAM.

The dam rests on the alluvium deposits the total thickness of which is about 70-80 m. The alluvium is underlain by clays which fill the ancient overdeepening in the River Valley.

Almost all the sections of the dam are founded on the fine-grained sands of contemporary alluvium the thickness of which is about 17 m with the permeability coefficient of 0.01-0.04 cm/s.

Beneath is located the basal level of 2.5-8.0 m in thickness. The sands of this level are of various grain size with the admixture of a gravel-pebble material. The permeability coefficient of the basal level varies from 0.02 to 0.07 cm/s.

Under the basal level is located a layer of Rissian sediments that consists of varigrained, medium-grained and fine-grained sands with a seepage coefficient of 0.015-0.4 cm/s.

The Rissian sands are underlain by Mendel-Rissian sediments, consisting of fine-grained sands.

The spillway dam has a reinforced-concrete upstream apron connected with the spillway, a massive permeability, and a spillway apron. Steel sheet-piles are driven to a depth of about 20 m at the beginning of the upstream apron and the spillway section.

Nonhomogeneousness of the sand deposits at the foundation of the dam, and the lesser perviousness of the upper layers as compared to the perviousness of the lower layers, as well as the presence of clays and clayey soils in the upper level, necessitated the construction of the vertical drainage. The tests were carried out according to the E.G.D.A. method on the scheme of nonhomogeneous pervious foundation represented by three horizontal layers. The permeability coefficient assumed for the upper layer was 0.01-0.012 cm/s, that for the second layer (the basal level) was 0.04-0.58 cm/s and for the lower layer up to the water-resisting layer was 0.025-0.035 cm/s.

These investigations have shown that the head losses of a seepage flow have concentrated mainly on the upstream apron and the upstream sheet-piling which had been driven into a less pervious layer under the basal level. The average uplift pressure on the upstream apron was found to be about 52 % of the total head while the average uplift pressure on the base of the dam along its axis was 24 %.

Detailed studies of the local sands from the region of the dam site have been carried out to determine critical gradients at the point of the seepage flow outlet into the inverted filter. These studies have shown that with the size ratio of $\frac{D\,60}{d\,60} = 10$ the soil deformation on the contact surface with the first layer of the inverted filter begins with the gradients of 1.5-1.8.

Assuming the safety factor to be equal to 3, the admissible gradients for the outlet on the downstream side of the dam were assumed to be equal to 0.5.

Investigations carried out on the prototype have shown that the upstream apron and the sheet-piling baffle 52 % of the seepage flow head, the upstream sheet-piling— 22 %, and along the upstream apron — 4 %. The remaining 22 % of the head is baffled under the spillway and at the flow outlet into drainage on the sheet-piling. The above is illustrated in drawing No. 2 which presents the data on uplift pressure along the underground outline of spillway dam section No. 6 obtained by design and experimental investigations.

HYDRO-ELECTRIC PLANT.

The hydro-electric plant is founded on ravine deposits of the alluvial-talus complex intermittent with Tertiary loamy deposits. Geological stratifications are arranged in disorder having no horizontal layers.

It was found out that the permeability coefficients of the ravine deposits in their natural bedding differ greatly from each other and vary from 0.06 to 0.00005 cm/s. The permeability coefficient of Tertiary clays and aleurolites is very small.

The laboratory investigations were carried out according to the E. G. D. A. method, i. e. the usual method for a plane problem for soils that are heterogeneous. The schematic diagram of dam foundation soils is represented in drawing No. 3.

According to the first design version, the underground outline of the upstream apron and the part of a power house rests on clays.

According to the second design version these clays expose themselves only in the zone of the upstream apron, near the upstream cut-off.

Due to the complexity of geological and hydrological conditions all the data obtained should be considered as tentative ones.

According to design data 54 % of the seepage flow head is to be baffled by the sheet-piling, 21 % — at the upstream apron and 25 % — at the front cut-off.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

According to the data of the observations on the prototype the curves of the uplift pressure under various sections of the dam differ considerably from each other. Under all sections of the dam the average fall of a seepage flow head, taking all sections into account, is about 32 % at the sheet-piling, about 16 % — at the upstream apron and 59 % — at the front cut-off.

The above is illustrated in drawing No. 4.

The curves of the uplift pressure under section No. 9 of the power house are given according to the design data and observations on the prototype.

It is necessary to point out that due to the drainage effect the water levels in piezometers under the power-house are lower than the level of tailwater.

CONCLUSION.

Analysis of experimental data obtained in these investigations allow to determine with satisfactory precision the future conditions of seepage flow in the foundations of structures built on non-rock soils. Deviation from the laboratory data increases as far as geological and hydrogeological conditions become complicated. However, satisfactory results can be obtained by means of careful and detailed laboratory tests even for non-homogeneous soils.

SUMMARY.

A large number of dams on non-rock soil foundations are built in the U. S. S. R. The underground outline for such constructions is defined according to the specifications elaborated on the basis of investigations by Academician Pavlovsky and the works by some scientific research institutes.

Systematic comparison of the laboratory tests and field investigation data give opportunity to improve the methods of calculation and design of underground outline.

At present, the results of comparison made between the design and field data show their identity which is illustrated by the report containing information on seepage flow process under two spillway dams and one hydro-electric station on non-rock foundations.

RÉSUMÉ.

En U. R. S. S. on a construit un grand nombre de barrages sur des terrains non rocheux.

La définition du contour souterrain de ces ouvrages se réalise selon les spécifications élaborées sur la base des investigations de l'académicien Pavlovskij et des etudes de quelques Instituts de Recherches Scientifiques.

Les comparaisons systématiques des résultats des essais en laboratoires et des observations *in situ* donnent la possibilité de perfectionner le projet et les méthodes de calcul du contour souterrain. Les comparaisons des résultats obtenus pour le calcul et les données *in situ* montrent leur bonne convergence, ce qui est illustré dans le rapport par les exemples concernant le régime de l'infiltration sous deux barrages-déversoirs et sous une centrale hydroélectrique construits sur des terrains non rocheux.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 115

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

N. N. MASLOV
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

PROBLEM OF HIGH EARTH DAM DENSITY IN CONDITIONS OF SEISMIC ACTIVITY (*).

N. N. MASLOV,
Professor Doctor Science.

On the national-economic plan of the U. S. S. R. for the next years a considerable number of large-scale hydraulic engineering complex units is contemplated for erection in regions of seismic activity. These units comprise dams and dikes of impressive height and length the majority of which are to be made of sand by means of the hydraulic-fill method. On regard to seismic influence such dams and dikes with submerged slopes are most susceptible. Besides, in view of the huge capacity of the reservoirs and the great height of the dams the problem of the seismic stability of such structures should be considered highly important.

The conventional designing methods of solving this problem usually consist in a definite small reduction of the slope incline of the earthen dam.

Moreover, a still further flattening of the slopes of earthen structures, as against that derived from calculations, is usually made for builders' safety considerations. Nevertheless, even with these corrections the

(*) *Le problème de la densité hydraulique des grands barrages construits dans les régions soumises aux activités sismiques.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

designed structures do not in all instances display the seismic stability required, as it was demonstrated in practical operation. It has also been observed, that most subjected to the danger of breaks and slidings are the structures with the minimum density of the sand packing. Hence, the endeavour naturally arose to connect the problem of submerged sand slope stability with the factors of their density. Thus originated the theory of the critical porosity (the n_{cr} theory), that was suggested, practically at one and the same time by A. Kasagrande in the U. S. A. and by J. V. Jaropolsky in the U. S. S. R. On spite of the obviously advanced character of this theory its practical use revealed in it a number of essential weak points, e. g., the overlooking of the operation conditions of sand structures.

In fact, due to some distinctly operative causes, the density of fine-grained sand filled dams is usually comparatively low (relative density D_r, approximately, 0.25 to 0.35 and sometimes below that) (1). In all cases examined the said density proved to be below the value, determined from the positions of the critical porosity theory ($n > n_{cr}$). Moreover, numerous assertions are now at hand in technical publications in favour of assuming a relative sand density not below 0.75 and even 0.90 in the foundation and in the structure body, when erecting structures in regions of seismic activity (2).

On fact, none of these structures has met such requirements which being filled in with sand. At the same time, a number of dams with much lower density have been operating for some years without failure, which does not permit us to decline, under conventional conditions, the practical use of the hydraulic-fill method which has certain considerable advantages. The stability of water-saturated sand masses has proved to be dependent not only upon the density of sand but also upon its other properties, particularly upon the mechanical composition of sand.

This great difference between theory and practice on one hand, and construction work requirements on the other forced some scientists in the U. S. S. R. to occupy themselves with the problem of the stability of water-saturated sands in general, and particularly with that of seismic stability.

A considerable research work in this region has been carried out in the All-Union Research Institute of Hydrotechnics named after acad. Vedenejev and in the Leningrad Civil Engineering Institute under the guidance of the author of this report who suggested and worked out with an active help of his colleagues his *Filtration Theory of the water-saturated sand seismic stability* (1951-1957).

In carrying out the experiments connected with the working out of

(1) In our practice, in order to determine the relative density D_r of the sands being under water the determination of maximum sand friability (n_{max}; e_{max}) is made under the water. This may be seen from the index *w* by D.

(2) *See*, e. g., *D'Appolonia Elio, Loose sands-their compaction by vibroflotation* (*A. S. T. M. Spec Techn. Publ*, No. 156, 1954, p 138-162).

this theory, it was found necessary to reconsider the fundamental principles of the critical porosity theory, especially that of inevitability of an additional sand compaction during a shear, with its density being in the conditions $n < n_{cr}$. In practice, at any degree of density, a new sand decompaction has been found to take place during the process of sand shear followed by its sharp compaction when the sand masses stop their dislocation.

In the initial (dynamic) stage of the process the absorption of water by sand from the surrounding areas takes place because of sand decompaction under the conditions of saturation whereas in the final stage of the process, when the sand masses stop their dislocation, the phenomenon of sand dilution may be observed. The process described has especially revealed itself during the artificial breakdown of submerged sand slopes.

The circumstance mentioned contravenes one of the fundamental principles of the critical porosity theory and throws doubt upon the possibility of its practical use.

The essence of the suggested filtration theory of the water-saturated sand seismic stability is as follows.

The experiments made by us have shown that any sand with a density lower than the limit one ($n > n_{min}$) may be subjected to a further compacting when a percussion takes place. The whole point is to know the intensity of the dynamic influence required. Thus originated an idea and a conventional conception about " the critical acceleration " α_{cr} of an oscillatory motion (*see* the next pages). When this motion is intensive, which is expressed by its maximum acceleration α being lower than α_{cr} ($\alpha < \alpha_{cr}$), the water-saturated sand layer is under invariably stable condition, whereas when $\alpha > \alpha_{cr}$ the sand passes into a dynamically excited state and gets a tendency to a further compacting. The process of sand compacting in the given conditions is hindered by the water contained in soil pores. Its outflow from the sand is therefore necessary in such volume that a new, more compact sand composition may arise. An ascending filter flow arises with a definite " dynamic " gradient J_z and corresponding " dynamic " head h_z, both being variables with the stratum depth z (*fig.* 1).

An uplift pressure $p_w = \Delta_w h_z$ is evolved in the sand layer, resulting in suspension of the upper sand masses and in the corresponding reduction at the considered depth z, of the internal sand resistivity s_{dyn} to the shear in accordance with the expressions (1) and (2) :

$$s_{st} = p_{st} \operatorname{tg} \varphi. \tag{1}$$

$$s_{dyn} = (p_{st} - \Delta_w h_z) \operatorname{tg} \varphi. \tag{2}$$

where s_{st} is the sand resistivity to the shear in the water-saturated stratum on the depth from the earth surface z under static conditions; s_{dyn} is the same under dynamic (seismic) conditions; Δ_w is the volume weight of water; φ is the angle of the internal sand friction.

In composing the expressions (1) and (2) it has been taken into

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

consideration that for the sands with a low compaction (which is the object of our analysis) the cohesiveness $c = 0$.

In the above-mentioned expressions the angle of the internal friction is assumed to be constant both for static and dynamic conditions.

The investigation has shown that the expression $\varepsilon = \text{Cte}$ holds true for percussions with the acceleration α 2 000 mm/s², which corresponds to an earthquake force 10.

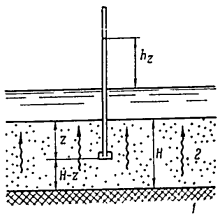


Fig. 1.

Dynamic regime of the water-saturated sand stratum.
(1) Impervious layer.
(2) Sand.

Régime dynamique d'un lit de sable saturé d'eau.
(1) *Couche étanche.*
(2) *Sable.*

The static load p_{st} at some level z is generally composed of the sand stratum weight itself, and of surface load pressure p_z :

$$p_{st} = \gamma_b z + p_z \qquad (3)$$

where γ_b ist the volume weight of sand in underwater position. It should be reminded that

$$\gamma_b = [\gamma_0 - \Delta_w](1 - n). \qquad (4)$$

where γ_0 is specific gravity of the sand grains; Δ_w is volume weight of water; n is the porosity of sand. For the condition $p_z = 0$ (the case met with more frequently) the expression (3) will be changed to

$$s_{drn} = [\gamma_b z - \Delta_w h_z] \operatorname{tg} \varphi. \qquad (5)$$

Analysing the expression (5) it is easy to note that when $h_z = 0$ (which is already known to correspond to the condition $\alpha < \alpha_{cr}$), the internal resistivity to the shear s_{drn}, even when the sand is under dynamic influence, remains without any change respecting to static

conditions [$s_{drn} = s_{st}$]. Moreover, when the equation

$$h_z \frac{\gamma_b z}{\Delta_w} \qquad (6)$$

is observed, the term of the equation taken in brackets will be equal to zero. Under the given conditions we come across a case of complete sand dilution [$s_{drn} = 0$].

It is obvious that in such conditions any slope, even the most gentle one, has no seismic stability.

In other, intermediate, cases the degree of stability of submerged

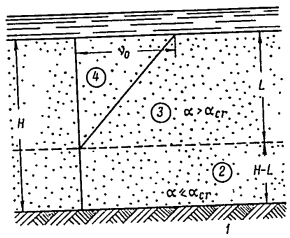


Fig. 2.

Active and " dead " zones in the sand stratum.
(1) Impervious layer.
(2) " Dead " zone.
(3) Active zone.
(4) Line γ_z.

Zone active et zone morte dans le lit de sable.
(1) *Couche étanche.*
(2) *Zone morte.*
(3) *Zone active.*
(4) *Ligne* γ_z.

sand slopes in different seismic conditions is determined by its stability factor.

When the angle of slope is equal to that of a natural slope ($\delta = \varphi_0$), its stability factor η will be naturally equal to unit ($\eta = 1.0$). It is clear that even if a minor dynamic head h_z arises in the slope stratum, the real danger appears for breaking its stability.

When seismic forces act upon the sand stratum with a considerable thickness H, two zones with different dynamic regimes are formed in it due to the influence of the sand weight itself : an active zone and a passive one (" dead ").

In the active zone with the thickness L (*fig.* 2) the condition $\alpha > \alpha_{cr}$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

is observed. The sand is therefore in a dynamically excited state here. On the " dead " zone $\alpha < \alpha_{cr}$ which secures the sand stability in it.

There is a very important parameter in the " Filtration Theory ", it is the coefficient of dynamic compaction ν_n (l/s). This coefficient determined experimentally and characterizing the dynamic properties of the sand under consideration, is found from the expression

$$\nu_n = \frac{dn}{dt}. \tag{7}$$

Thus, the coefficient of dynamic compaction ν_n shows the rate of sand compaction in definite conditions. Depending on these conditions the value of the coefficient ν_n, at different depths z of the stratum, may be :

1. Constant ($\nu_z = \nu_n = \text{Cte}$), which corresponds practically to the resonance regime.

2. Variable [$\nu_z = f(z)$] in the conditions of

a. extinction, with increasing stratum depth, of the intensity of the dynamic activity, ν_z changing according to the law.

$$\nu_z = \nu_0 e^{-\mu z}. \tag{8}$$

b. intensification, with increasing stratum depth, of the influence of the upper sand mass weight, ν_z changing, with increasing stratum depth z, according to the relation

$$\nu_z = \nu_n \frac{\mathcal{L} - z}{\mathcal{L}} \tag{9}$$

On the expressions (8) and (9) ν_0 is the coefficient of dynamic compaction in the surface layer of the stratum, i. e. when $z = 0$; $\mathcal{L}$ is a depth corresponding to the position of the dead zone, when $\alpha = \alpha_{cr}$ and μ, ε are the parameters characterizing the extinction conditions, with increasing stratum depth, of dynamic regime intensity.

In order to determine the values of the dynamic head h_z and the gradient J_z, when ν_z is changed, with increasing stratum depth, according to the expression (9) and supposing at the same time that $= \nu_z \frac{dn}{dt} = \text{Cte}$, which corresponds to the most important for solving the question initial period of compaction of relatively loose, sands, the following expression once was suggested

$$h_z = \frac{\nu_0}{\mathcal{K}} \int \left[\Pi - \frac{\Pi^2}{2\mathcal{L}} - z + \frac{z^2}{2\mathcal{L}} \right] dz \tag{10}$$

where $\mathcal{K}$ is coefficient of filtration of the sand stratum (m/s); the other symbols are the same as previous.

After integrating this expression derived from the condition of

balance of the water flowing from the sand stratum during its additional compacting we have finally :

$$h_z = \frac{\nu_0}{\mathcal{K}} \left[\left(\Pi z - \frac{z^2}{2} \right) - \frac{1}{2\mathcal{L}} \left(\Pi^2 z - \frac{z^3}{3} \right) \right]. \tag{11}$$

Let us find by differentiating the expression (11) the value of the dynamic gradient J_z corresponding :

$$J_z = \frac{dh_z}{dz} = \frac{\nu_0}{\mathcal{K}} \left[(\mathcal{H} - z) - \frac{1}{2\mathcal{L}} (\mathcal{H}^2 - z^2) \right]. \tag{12}$$

For the case of $\mathcal{L} = \infty$, i. e. when the coefficient of dynamic compaction remains constant at different depths z of the stratum ($\nu_z = \text{Cte}$), the expressions (11) and (12) are simplified as follows :

$$h_z = \frac{\nu_0}{\mathcal{K}} \left[\left(\Pi z - \frac{z^2}{2} \right) \right], \tag{11'}$$

$$J_z = \frac{\nu_0}{\mathcal{K}} [(\Pi - z)]. \tag{12'}$$

It is to be noted here, by the way, that these expressions correspond, in particular, to the resonance regime of the water-saturated sand stratum.

The expressions (11) and (12) answer the general case, when the coefficient ν_z, decreasing with the growing depth, remains even at the foot level greater than zero ($\mathcal{L} > \mathrm{H}$), provided the thickness of the stratum $\mathcal{H}$ is relatively low.

When solving the given problem we met more often with $\mathcal{L} \leq \mathrm{H}$, For this case which will be used further in our analysis the expressions (11) and (12), when H is substituted for the value of $\mathcal{L}$ in them. will be as follows :

$$h_z = \frac{1}{2} \frac{\nu_0}{\mathcal{K}} \left[\mathcal{L} z - z^2 + \frac{z^3}{3\mathcal{L}} \right], \tag{13}$$

$$J_z = \frac{1}{2} \frac{\nu_0}{\mathcal{K}} \left[\mathcal{L} - 2z + \frac{z^2}{\mathcal{L}} \right]. \tag{14}$$

Analysing the expressions (13) and (14) we can see a linear relationship of the dynamic heads h_z and the gradient J_z to the coefficient of dynamic compaction ν_0, linearly depending, in its turn, as it has been shown bytthe experiments, on the acceleration α of the oscillating motion.

Figure 3 illustrates the character of changing h_z and J_z, with increasing stratum depth z, in relation to different values of α for a particular case in conformity with the expressions (13) and (14). It is to be noted that h_z and J_z have some limits $h_{z\max}$ and $J_{z\max}$ in their possible development. The maximum value possible of the gradient J_z of the ascending stream corresponds to the state when the sand grains are completely suspended hydrodynamically.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The value of J_{cr} is determined by the known condition

$$J_{cr} = \frac{1}{\Delta_n}[(\gamma_n - \Delta_n)(1-n)]. \quad (15)$$

J_{cr} is generally near unity.

This condition defines also the critical (limit) values of the head $h_{z\max} \approx z$. When $J_z = J_{cr}$, the complete suspension of sand grains occurs with a full loss of internal cohesive forces. Only upon this condition the sand passes into dilute state (suspension). At all

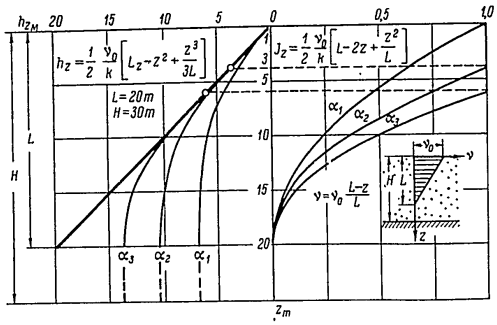


Fig. 3.

Change of the dynamic head (h_z) and the hydraulic gradient (J_z) on the depth (z), from the water-saturated sand surface with the filtration factor K = 17.28 m/day, with the acceleration of the dynamic action being α_1 (γ_1 = 1.73 day^{-1}), α_2 (γ_2 = 2.59 day^{-1}) and α_3 (γ_3 = 3.46 day^{-1}).

(1) Impervious layer.

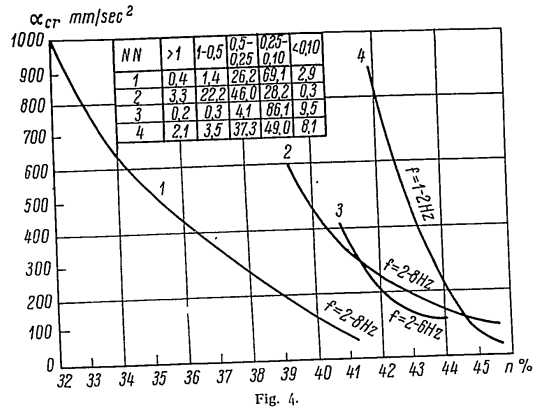
Changement de pression dynamique (h_z) et du gradient hydraulique (J_z) suivant la profondeur (z) de la surface du sable saturé d'eau, avec un facteur de filtration 17,28 m pendant 24 h en influence dynamique à accélération, α_1 (γ_1 = 1,73/24 h), α_2 (γ_2 = 2,59/24 h), α_3 (γ_3 = 3,46/24 h)

(1) *Couche étanche.*

other values of $J_z < J_{cr}$ only partial suspension of sand grains takes place with a partial loss of internal cohesive forces.

As it follows from the expression (14) and figure 3 the gradient J_z increases with the increase of acceleration α and the decrease of the depth z of the level under consideration to the above-mentioned limit $J_{cr} \approx 1.0$ corresponding to the value of $h_z = z$. Moreover, in spite of increasing the dynamic intensity with the acceleration α_1, the gradient retains its constant maximum value $J_{max} \approx 1.0$ with the

simultaneous increase of the thickness of the diluted sand stratum spreading gradually on more and more depp vels (*fig.* 3). The dynamic head follows the hydrostatic law of pressure $h_z = z$ within the dilute layer. Deeper, down to the level $\mathcal{L}$ a curvilinear change of h_z occurs with the depth z to its value of $h_{\mathcal{L}}$; lower, within thed ead zone, $h_{\mathcal{L}}$ retains



NN	>1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,10	<0,10
1	0,4	1,4	26,2	69,1	2,9
2	3,3	22,2	46,0	28,2	0,3
3	0,2	0,3	4,1	86,1	9,5
4	2,1	3,5	37,3	49,0	8,1

Fig. 4.

Relationship of the critical acceleration (α_{cr}) to the porosity n of different sands

(1) Stalingrad sand.
(2) Sestroretzk sand.
(3) Novinka sand.
(4) Kairak-kum sand.

Dépendance de l'accélération critique (α_{cr}) de la porosité de divers sables

(1) *Sable de Stalingrad.*
(2) *Sable de Sestroretsk.*
(3) *Sable de Novinksk.*
(4) *Sable de Kajrakkumsk.*

its constant value. It is obvious that in this zone $J_z = 0$, which points to the fact that the ascending water streams are absent here (" dead zone ").

The analysis of the expressions (13) and (14) confirmed by numerous laboratory and field tests shows the low seismic stability of the water-saturated loose fine-grained sands. The sand dilution thus arising spreads often on a very deep zone, even if the sand stratum thickness (H) is relatively small.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Due to this circumstance it has been required, for practical purposes, to prevent the sand (of the submerged sand structures) from passing into a dynamically excited state in order to secure the seismic stability of such structures. In other words, it has been required that at any point of the submerged sand stratum within the structure itself or in its foundation, when some seismic forces act upon it with the

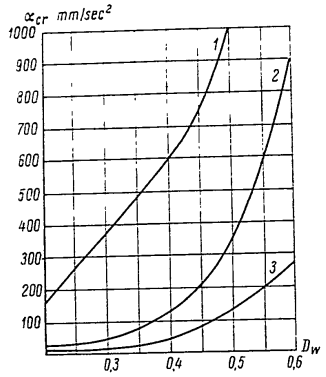


Fig 5

Relationship of the critical acceleration (α_{cr}) of sharply angular and well-rolled sand to the relative density D_w.
(1) Sand with sharply angular grains : $\alpha < 0.25$ mm-72 %
(2) Sand with well-rolled grains : $\alpha < 0.25$ mm-72 %
(3) Sand with well-rolled grains : $\alpha < 0.25$ mm-94 %.

Dépendance d'accélération critique (α_{cr}) du sable d'une forme acutangle et bien roulé de la densité relative D_w.
(1) *Sable à grain d'une forme acutangle* $\alpha < 0,25$ mm-72 %
(2) *Sable à grain bien roulé* : $\alpha < 0,25$ mm-72 %.
(3) *Sable à grain bien roulé* : $\alpha < 0,25$ mm-94 %

intensity corresponding to the given nature conditions, the following condition should be observed :

$$\alpha > \alpha_{cr.z}, \qquad (16)$$

where α_{cr} is the critical acceleration of the given sand on the stratum depth z in the seismic conditions under study.

Hence, the question arises about the nature of the critical acceleration as well as conditions and factors capable to affect its value.

The striking inverse relationship of α_{cr} to the sand porosity [$\alpha_{cr.z} = f(n)$] has been stated by numerous experiments. Furthermore, it has been noted that the critical acceleration for the sands with a different granulometric composition and a different degree of aroundness may be quite different, even if the porosity of compared sands is the same. Both principles described above are illustrated by figure 4. In many cases it is interesting to represent the critical acceleration α_{cr} corresponding to the sands as a relation to the relative density D_w (*fig.* 5). Besides, the definite linear relation α_{cr} to the value of the additional load p_0 and to the weight proper of the sand has been noted.

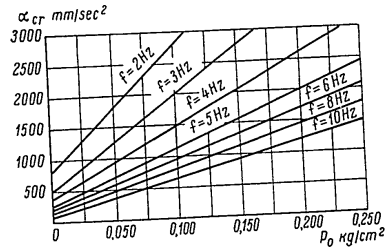


Fig. 6.

Critical acceleration (α_{cr}) for the fine-grained sand with the porosity $n = 41$ % depending on the load P_0 at the different oscillation frequencies (f).

Accélération critique (α_{cr}) pour le sable de fines particules avec la porosité $n = 41$ % en fonction de la charge P_0 en différente fréquence (f) des variations

However, special experiments have shown this relation to be more complex than it was supposed, and to be connected in the first place with the oscillation frequency, the acceleration α being the same. The principles shown above are illustrated by figures 6 and 7 composed from the experiment data of fine-grained, well rolled sand with the porosity $n = 41$ %.

The value of the critical acceleration α_{cr}, as a rule, reduces sharply with the reduction of sand density. When the relative density $D_w = 0.10$-0.15 is near n_{max}, the sands become seismically unstable already under the seisms with accelerations from 30 to 100 mm : s² (of the seismic force 5 to 6).

Moreover, as it may be seen from figures 6 and 7, the value of the critical acceleration α_{cr} generally increases with the additional load p_0, which is quite logical. However, when the oscillation frequency is rather high, approximating to that of the water-logged sand system itself ($f \approx 15$-25 Hz), this relation weakens greatly. In such condi-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tions the stabilizing role of the stratum weight proper is quite insignificant.

Very interesting data have been received when studying the seismic characteristics of cohesive soils. Figure 8 shows the data of the experiments made on samples of different sandy clays with both a disturbed structure and monoliths taken from the 60 m deep pit in the core of a

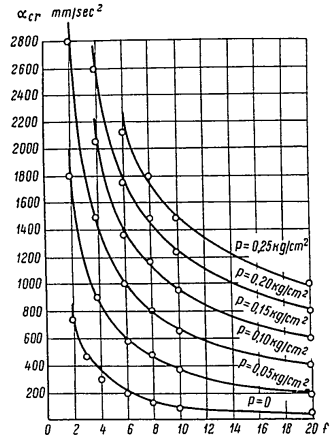


Fig 7.

Critical acceleration (α_{cr}) depending on the oscillation frequency (f); fine-grained sand; porosity $n = 41$ %.

Accélération critique (α_{cr}) en fonction de la fréquence de variation (f); le sable de fines particules; porosité $n = 41$ %.

dam of the Mingetchaour Hydroelectric plant (*fig.* 9). This 81 m high dam is constructed on the river Kura (Caucasus) by hydraulic-fill method in the region of seismic activity force 9 (the seismic acceleration $\alpha = 500$ mm/s²).

The characteristic of cohesive soils is the relation of their dynamic regime to the duration of seismic action upon them. Therefore, " the seismic critical acceleration " (α^{s}_{cr}) may be taken as a criterion of seismic stability for such soils.

To determine α^{s}_{cr} it has been reasonable, because of the usually short

duration of a seismic action, to choose a period of 5 mn. Thus, " the seismic critical acceleration " is considered to be such an acceleration limit of the oscillatory motion under the action of which during 5 mn

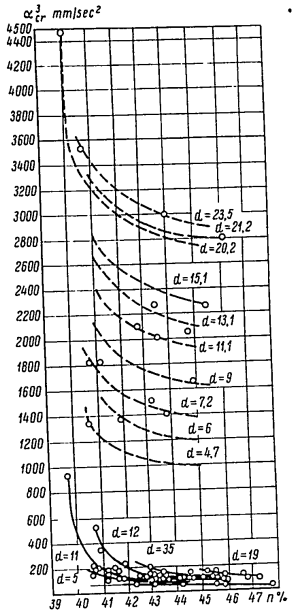


Fig. 8

Critical (seismic) acceleration α^{s}_{cr} for the cohesive soils from the hydraulic-filled dam core of Mingetchaour Hydroelectric plant.

Accélération séismique critique pour le sol d'argile du noyau du barrage en alluvion de la centrale hydraulique de Minguélchaoursk.

the soil still preserves its stable state. It is clear by the foregoing that at any higher acceleration ($\alpha > \alpha^{s}_{cr}$) or at the dynamic influence of the oscillations with the acceleration α^{s}_{cr} on the soil during a period longer than 5 mn, the soil will pass into a dynamically excited state. This

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

state will result in the further compacting of the soil and in the appearance of the dynamic head in its stratum which may be fixed by means of precision measurement instruments.

Fig. 6.

The autogenous cutting of a hatch in a metallic partition of the pit for selecting monoliths from the core of the Mingetchaour dam

Coupure par soudage autogène d'un trou dans la paroi métallique d'un tunnel pour le choix d'un monolithe du barrage de Mingoutchaoursk

Applying again to figure 8, the following important statements may be pointed out.

1. The seismic stability of undisturbed cohesive soils (monoliths) with the similar density and moisture content is much higher than that of disturbed soils due to the former having internal structural connections.

2. The seismic stability of undisturbed cohesive soils increases with the increase in the soil of fine clay particles with the size less than 0.005 mm (d % on figure 8).

3. The seismic stability of certain varieties of disturbed cohesive soils with soft (and especially liquid) consistency may be very low.

Before passing to the next question it is to be noted here that the determination of α_{cr} or α'_{cr} is carried out in laboratory with the following conditions being observed. The critical acceleration (α_{cr} or α'_{cr}) is determined as to its magnitude by natural properties and characteristics both of sand and cohesive soils. Due to this fact, the value of the critical acceleration is to be determined experimentally in each particular case relative to the soil and density given. As mentioned above, the values of the critical acceleration, besides other factors, are also determined by the oscillation frequency (f). This circumstance forces us to carry out the experiments on the determination of α_{cr} or α'_{cr} in relation to the given frequency and amplitude of oscillation characteristic of a particular local nature.

In determining α'_{cr} the duration of the test period is also to be defined more exactly relative to a particular case under study (in our case it is 5 mn). The process of determination of α_{cr} or α'_{cr} consists of vibration of some submerged soil on a special small vibrating table, observing the above-mentioned regime, with the amplitude being increased up to the moment when an additional soil compaction is detected by means of a dial indicator (*fig.* 10).

The regime corresponding to the critical acceleration is considered to be reached when an additional 0.1 % soil pore compaction is noted. At the same time, the checking of the appearance of the dynamic head h_2 within the sample being tested is carried out with the help of measuring instruments the critical acceleration being calculated by the known formula :

$$\alpha_{cr} = 4\pi^2 A f^2, \qquad (17)$$

where

A is oscillatory motion amplitude,
f is its frequency.

When necessary, the test is carried out with an additional load of soil (p_0). On the ground of the data given above very important and logically justified deductions may already be made about a relatively high seismic stability of earthen structures made " dry " of cohesive (sandy loam) materials and of sand, the latter being placed into the body of the structure with a proper compaction.

It is clear by the foregoing that the external sand edges and especially the submerged upstream slope are the most susceptible parts of core dams made by hydraulic-fill method.

Analysing the question under consideration it may be seen that in a number of cases the core pressure on external sand edges is not responsible for a failure of such structures, the reason of the failures having to be searched in the low stability of the protecting edges themselves.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

However, the hydraulic-fill dams of sand may often have the lowest seismic stability, possible due to their usual low density. When erecting such structures in the regions of seismic activity, the checking of their seismic stability is believed to be quite obligatory.

In the light of the method described, the first stage of such compu-

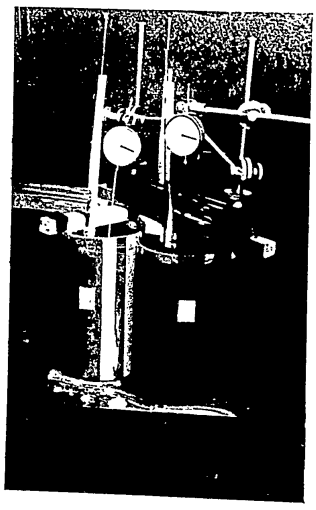


Fig. 10.

Laboratory experiment
for the determination of dynamic parameters of sands (α_{cr} and γ_0)

Essai de laboratoire
pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sables (α_{cr} *et* γ_0)

tation consists in the determination of the seismic regime characteristic of a given particular case in the region where a structure is to be erected (seismic force, corresponding to it seismic acceleration, usual seismic oscillation frequency, duration of the oscillatory motion).

Sometimes, when defining the designed dynamic regime of a structure, it may be necessary to consider the free oscillation frequency of the sand stratum itself (20 to 25 Hz). Furthermore, to get the designed index α_{ca}, the value of the seismic acceleration α determined by the

foregoing method, should be increased 1.5 to 2 times. The designed density (porosity or volume weight of the skeleton) of the sand deposited into the structure body is determined on the basis of laboratory or field experimental data. When a lot of such experimental data are available, their guaranteed mean values are found by the mathematical statistics methods. After that, the experiments are carried out (without any additional load) for determining the value of the critical acceleration α_{cr} in conformity with the designed sand density (porosity n) and a given oscillation frequency f. The comparison is then made of the designed value of the seismic acceleration (α_{cal}) to the critical value received (α_{cr}).

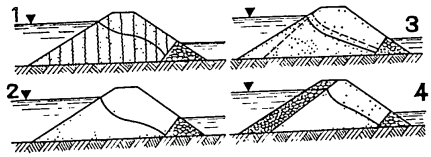


Fig. 11

Measures to increase the seismic stability of sand structures.
(1) Compaction.
(2) Material
(3) Slope flattening.
(4) Additional load.

Mesures d'accélération de stabilité sèismique des constructions en sable.
(1) *Compactage.*
(2) *Matériel.*
(3) *Emplacement de la pente.*
(4) *Charge additionnelle.*

When the condition $\alpha_{cal} \geq \alpha_{cr}$ is observed in all parts of the structure, its seismic stability may be considered sufficient, otherwise ($\alpha_{cal} > \alpha_{cr}$) some protecting measures are necessary (*fig.* 11 and 12).

The first and most simple measure to be taken is to erect the structure, if possible, from another sand, which has a higher seismic stability and a higher value of the critical acceleration, securing observance of the condition $\alpha_{cal} \leq \alpha_{cr}$. If there is no possibility of doing this, the question arises about an artificial sand compacting in the structure to be erected. This is very difficult to do in practice, especially when filling into water with a great underwater stratum, even if vibrofloats are used.

Field tests are now being carried out successfully on the compacting of sand masses in underwater state by blowing compressed air into them according to the author's method and in conformity with the suggestion of engineer Grigoryev and others. The necessary degree of sand compaction is determined again experimentally to secure the condi-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tion $\alpha_{cal} \leqslant \alpha_{cr}$. Under some circumstances a question may be raised to use the fact of increasing the designed value of critical acceleration at the expense of additional loading the slopes by some material. It is usually the upper levels of a sand body that needs such an additional loading, since an influence of the sand weight proper is revealed here, as a rule, very slightly.

The most simple solution of this problem is to replace sands with low

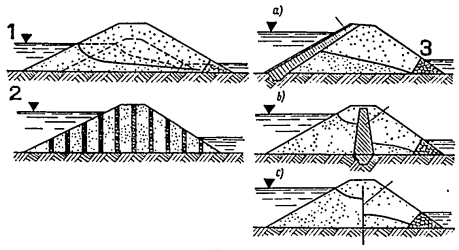


Fig. 12.

Measures to increase the dynamic stability of sand structures.
(1) Raising of structure crest.
(2) Draining.
(3) Antifiltration measures :
(*a*) Scren;
(*b*) Core;
(*c*) Diaphragm.

Mesures d'accélération de la stabilité dynamique des constructions en sable.
(1) *Surélévation d'une crête de la construction.*
(2) *Drainage.*
(3) *Mesures d'antifiltration :*
(*a*) *écran;*
(*b*) *noyau;*
(*c*) *diaphragme.*

stability in the upper levels by other sands which have a greater seismic stability or simply to add sands with a greater stability to those with a lower stability. The idea of this method is to secure, at the expense of a higher dynamic stability of the replacing sand, the seismic stability of the upper levels and at the same time to load the sands with a lower stability within the structure body up to the necessary limit. It is obvious that for the purposes mentioned it may be sometimes reasonable to use stone, broken stone, or pebble as an overburden on the slope. The seismic stability of such materials may be considered sufficient without additional testing. In many cases it is feasible to

use sand with a higher dynamic stability (coarse-grained and medium-grained badly rolled sands) as an additional sand layer.

It is clear that the sand to be used must agree with the condition $\alpha_{cal} \leqslant \alpha_{cr2}$. In all cases, the required thickness of the additional load layer is to be determined according to the relation of the critical acceleration value to the additional load weight $\alpha_{cr2} = f(p)$.

It goes without saying that in this case special tests with the additional load must be carried out to determine the relation mentioned for the sand to be used at a given oscillation frequency. Sometimes the question can arise of using two different kinds of sand in one struc-

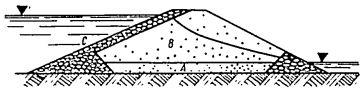


Fig. 13.

Version with using two different sands in a structure.
(A) With low stability
(B) Stable ($\alpha_{cr} > \alpha$).
(C) Protecting stone layer.

Version de l'utilisation de deux sables :
(A) *Peu stable.*
(B) *Stable* ($\alpha_{cr} > \alpha$)
(C) *Couche de protection en pierre.*

ture. In that case, the sands with a less dynamic stability must be placed in the internal parts of the structure body where they could stay under a considerable overburden of sands with higher seismic stability (*fig.* 13).

In a second version the same low-grade sand may be used as an overburden, but it must be a greater seismic stability because its artificial compacting to the necessary degree and depth, to meet the demands for the same condition $\alpha_{cal} < \alpha_{cr}$ and for the known relation of α_{cr} to the stratum weight itself (*fig.* 14).

The proper effect may also be attained by sharply reducing the depression curve in the structure body provided a good conjugation of the screen and the impervious layer in the structure foundation is possible (*fig.* 12). In this case the increase of the seismic stability of water-saturated sand masses can be attained by means of increasing the stratum of stable dried sand which results in increasing the influence of its own weight upon the underlying beds. At the same time measures may be taken which are not able themselves to increase the seismic stability of the structure but they can prevent a possible break of upstream waters when a failure of the upper slope occurs. A considerable increase of the dam crest and diaphragming the structure may

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

be named among these measures. In the latter case the diaphragms of different design or water-proof core are to be used. The author himself witnessed a failure of the upper slope of a large sand dam when the core and the sheet piling saved the structure from a break of upper water and the whole hydraulic complex from a great damage.

The above deductions and recommendations were put successfully to experimental testing in a large vibrating gutter in field conditions. In conclusion a notice must be given regarding the flattening of submerged sand slopes as a measure of increasing their seismic stability (*fig.* 11). This measure has a double significance. On one hand, the slope flattening results in reducing the tangential stresses acting in the slope stratum and thereby in increasing the stability of the slope.

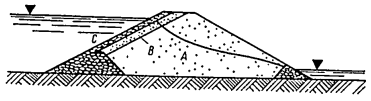


Fig. 14.

Version with artificial compacting of sand in a limited zone.
(A) Sand without compaction
(B) Compacted sand
(C) Protecting stone layer.

Version du compactage artificiel du sable dans la zone limitée
(A) *Sable sans compactage*
(B) *Sable plus compact.*
(C) *Couche de protection en pierre.*

On the other hand, in such a slope, as compared with a steeper one, water outlet passages from its body are increased as a result of sand compacting under the influence of seismic oscillation. The increase of H, in accordance with the expressions (11)-(12), leads to the increase of the dynamic heads and gradients (h_z and J_z) arising within the stratum, which gives quite negative results. As our large-scale experiments have shown this circumstance often results in reducing the seismic stability of a structure with more gentle slopes. Therefore, great care is to be taken in such cases and a thorough analysis of all the conditions must be previously done. The possibility in principle is also to be noted of increasing the seismic stability of local structures by their draining according to point 2 of figure 12. However, experiments carried out in this direction have not given economically justifiable results.

In the foregoing deductions and recommendations we generally proceeded from the condition $\alpha_{al} < \alpha_{cr}$. This circumstance is directly connected with the dynamic regime of water-saturated sand masses with low density owing to such regime it is often impossible to use

practically in the calculations under consideration a partial decrease of their internal resistivity to the shear due to dynamic head influence. In such conditions the formulae (11)-(14) for determining h_z and J_z are of great importance for finding out the nature of the phenomenon under study and for defining the real reasons of one or another failure. Moreover, when the sand is sufficiently compact, the seismic stability of the structures under consideration may be directly related to the dynamic regime of the stratum, taking into account h_z and J_z and a

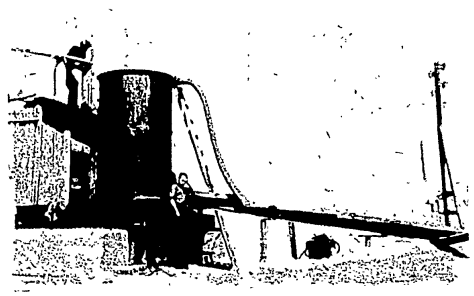


Fig. 15

General view of experimental vibrating unit with a capacity amounting to 9 ton of the water-saturated sand with vertically directed oscillations

Vue générale de l'installation à vibration à capacité de 9 t de sable saturé d'eau avec les vibrations verticales.

time factor. But the solution of the latter problem oversteps the limits of this report.

As it appears from everything described above, to determine the stability of submerged sand structures it is necessary to determine experimentally the critical acceleration α_{cr} and sometimes the coefficient of dynamic compaction V_0 characteristic of the sand under consideration under given conditions of the seismic regime.

The determination of these parameters, as it was shown above, is carried out on special vibrating tables in laboratory conditions which provide the possibility to carry out the experiments with a necessary additional sand load within the large range of oscillation frequency (from 0.5 to 30 Hz), with the oscillation being directed horizontally or vertically.

The necessity to solve a number of problems both of theoretical and

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of practical character compelled us to make for large-scale experiments a vibrating tank (*fig.* 15) and a vibrating gutter (*fig.* 16) with capacity amounting to 9 and 25 ton of water-saturated sand respectively. On these units fitted with electronic measuring devices a great cycle of experiments has been carried out, including several hundreds of experiments made under various conditions which allowed us to prove

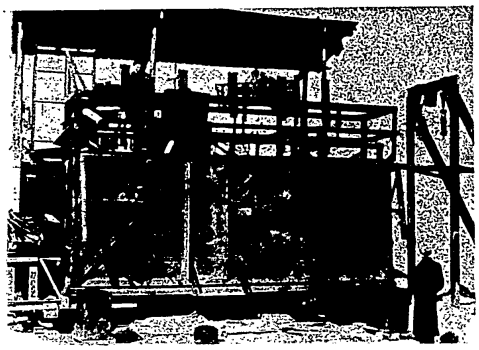


Fig. 16.

Field vibrating gutter
with a capacity amounting to 25 ton of water-saturated sand
with horizontally directed oscillations.

Fossé de champ à vibration
dont la capacité est de 25 t de sable saturé d'eau avec les vibrations horizontales.

and develop the above theoretical and practical principles and recommendations.

In conclusion the author considers his pleasant duty to mark the great creative work in the developing of the filtration theory of the seismic stability of submerged earth structures of the engineers L. Tikhomirova and D. Trifonov-Jakovlyev (measuring devices), J. Khokhlova and J. Maksakova (laboratory experiments), B. Tumyan (time factor and the influence of the stratum weight proper), the work of his pupils — post-graduates engineers N. Valishev (dynamic regime), J. Velly (seismic regime of cohesive soils), K. Filippov (the angle of friction of the sand under dynamic conditions), P. Grishin (large field gutter), and at last bachelor of engineering science, the chief research worker V. A. Jershov, our nearest assistant in all investigations, whose thoughtful work helped to develop *The Filtration Theory.*

SUMMARY.

Dams built by hydraulic fill methods have usually low density (D_n = 0.25-0.35). This factor does not permit to construct such dams in regions of seismic activity but to use other type dams — earth-filled dams.

For providing seismic stability of the earth structures the high expensive constructive work takes place, in particular protecting stone layer.

At the same time the analysis of this problem gives a possibility to provide suitable seismic stability of the earth structures by using the protecting measures in limited scale or without them at all in certain circumstances. This method may be used at corresponding choice of sand material, when hydraulic filling provides proper strength of a structure.

The report, on the basis of the theory proposed by the author and supported by many experiments, shows the way of obtaining the strength of the structures which is necessary for providing seismic stability of the structures of any kind in one or other conditions.

RÉSUMÉ.

Les barrages en terre construits par la méthode de remblayage hydraulique sont caractérisés d'habitude par une compacité insuffisante. Ceci a pour cause que, dans beaucoup de cas, on renonce à l'édification desdites constructions dans les régions sismiques, et l'on passe à des ouvrages faits à sec.

Pour assurer la stabilité sismique des constructions en terre, on est fréquemment obligé d'utiliser des méthodes coûteuses, en particulier des revêtements en pierre.

L'analyse de cette question, se basant sur la théorie proposée par l'auteur, montre que pour augmenter la stabilité des ouvrages réalisés par la méthode de remblayage hydraulique, lesdites mesures de défense ne sont pas nécessaires sur une telle échelle, qu'elles peuvent être réduites, et, dans certains cas particuliers, on peut y renoncer complètement.

L'essentiel de ladite théorie consiste en ceci : lors de l'ébranlement de la masse de sable par une force suffisante, déterminée par sa densité, apparaît une tendance d'augmentation de la densité de la masse. Dans ces conditions, dans la masse de sable saturée d'eau, naît une contre-pression, qui abaisse sa résistance au cisaillement. Dans des conditions particulières un tel fait peut être la cause de la perte de stabilité des sables immergés des ouvrages envisagés, avec toutes ses conséquences.

Une situation pareille devient d'autant plus dangereuse lorsque,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

dans des cas réels, la résistance au cisaillement des masses de sable saturées d'eau, tombe au zéro.

Dans ce cas, nous sommes devant un phénomène de dilution du sable et de son impuissance à soutenir une charge quelconque.

L'analyse des données montre que l'ouvrage doit être exempt de n'importe quelle augmentation brusque de sa densité, quelle qu'en soit la cause et, en premier lieu, l'action de secousses sismiques. Ce but est atteint par le choix du sable, quand un remblayage hydraulique augmente la force propre de la construction.

Les données citées dans ce rapport, ainsi que la méthode établissant le comportement dynamique des sables, permettent d'obtenir le degré de condensation du sable dans le corps de l'ouvrage, ou l'épaisseur nécessaire de la couche supplémentaire, conformément aux différentes conditions.

Les conclusions de ce rapport sont basées sur des expériences faites sur une large échelle.

Les données otenues élargissent les perspectives d'utilisation des procédés hydromécaniques dans les ouvrages de terre, là où leur utilisation était restreinte.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 116

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

L. BERNELL
(SWEDEN)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

DETERMINATION OF PORE PRESSURES IN EARTH DAMS DURING CONSTRUCTION (*).

L. BERNELL,
Swedish State Power Board.

In questions dealing with the stability of earth dams, it is necessary to consider the conditions during construction. If wet-compaction is used, high pore pressures may arise with the result that the most unfavourable stability conditions will be caused during the period of construction.

In the past few years the Swedish State Power Board has constructed several earth dams provided with a core fill consisting of wet-compacted moraine (Nilsson and Lofquist, 1955). The measurements in these dams have shown that the decrease of the pore pressures is dependent not only on the dimensions of the core but also on the characteristics of the moraine. It has been found that the consolidation process in moraines is chiefly governed by the *f*-value, that is to say the content of the finest soil constituents $< 6\,\mu$ (Bernell, 1957). Clayey soils are characterized by high values of *f*, and the effect of the pore pressures on the stability must therefore always be considered if such soils are used in wet-compacted fills.

(*) *Détermination des sous-pressions pendant la construction des barrages en terre.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Analytical methods for calculating the magnitude of the pore pressures during construction have been proposed by Brahtz and May (1936), Hilf (1948) and Bishop (1952). These methods are based on the assumption of one-dimensional flow of the consolidation water. In some simple cases the calculation of the two-dimensional process of consolidation can be based on the simplifying assumption that the excess water escapes out of the core only in one direction (Biot, 1941; Carillo, 1942).

A paper submitted to the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering contains a description of an electrical analogy equipment, which can be used for studing two-dimensional flow problems (Bernell and Nilsson, 1957). This equipment gives the solutions of the differential equation

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right),$$

which is valid for two-dimensional flow on the simplifying assumption that the coefficient of consolidation c_v is constant during the consolidation process.

The common cases shown in figures 1 and 2 have been solved by

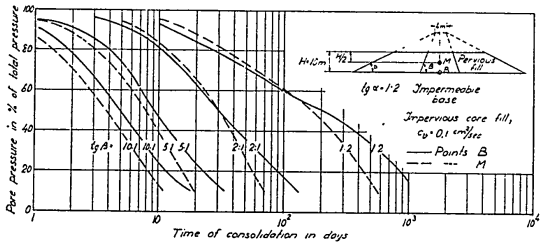


Fig. 1.

Pore pressures in wet-compacted fill during consolidation at constant load H = 10 m.

Pressions interstitielles dans un remblai compacté par voie humide pendant la consolidation sous une charge constante. H = 10 m.

means of this equipment. The case shown in figure 1 represents a core fill, 10 m in height with the slope angles β. The fill is founded on an impermeable base and provided with pervious shoulder material. The curves shown in figure 1 represent the solutions for c_v = 0.1 cm²/s in the case of consolidation due to a constant load. The consolidation load is assumed to be produced by the weight of the whole

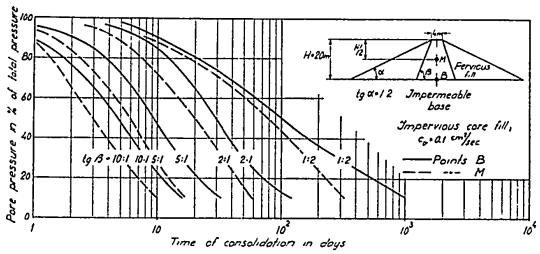


Fig. 2.

Pore pressures in wet-compacted fill during consolidation at constant load. H = 20 m.

Pressions interstitielles dans un remblai compacté par voie humide pendant la consolidation sous une charge constante. H = 20 m.

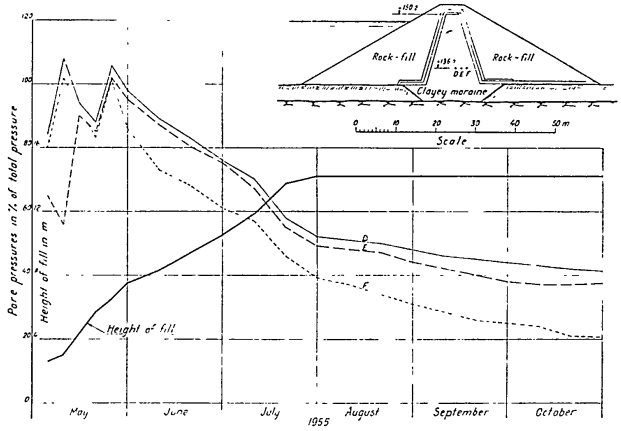


Fig. 3.

Lasele rock fill dam.
Pore pressures in core fill measured during construction

Barrage en remblai rocheux à Lasele
Pressions interstitielles dans le remblai du noyau, mesurées pendant la construction.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

embankment, and the initial pore pressures in every point of the fill are assumed to be 100 %. The case shown in figure 2 represents the same core fill immediately after that stage of construction in which the dam reaches its full height 20 m.

Because of the climatic conditions, the period of construction of earth dams in the North of Sweden is generally limited to 6 or 8 months a year. During the first stage of construction the magnitude of the

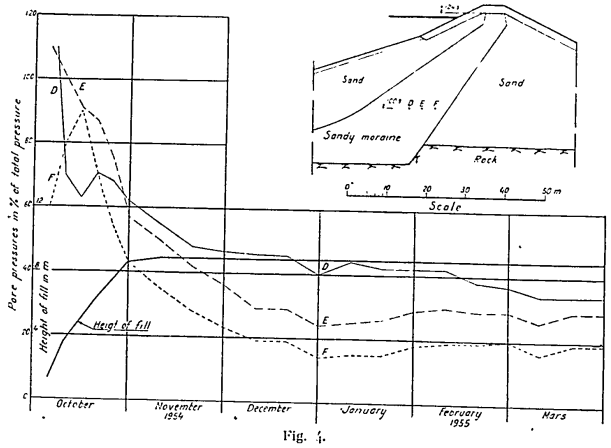


Fig. 4.

Bergeforsen earth dam.
Pore pressures in core fill measured during construction.

Barrage en terre à Bergeforsen
Pressions interstitielles dans le remblai du noyau, mesurées pendant la construction.

pore pressures becomes approximately equal to 100 %. From the curves shown in figures 1 and 2 it is seen that, a thin core consisting of a moraine soil with $c_v = 0.1$ to 0.01 cm²/s, the pore pressures will decrease more than 50 % during the available time.

In more complicated cases the pore pressures can always be determined by means of the electrical analogy equipment, or can be estimated from measurements made in wet-compacted dams. Figure 3 shows the rock fill dam at Lasele. The core fill in this dam consists of a clayey moraine with a relatively high value of f, 16 to 20 %.

The core was made of wet fill, causing high pore pressures during the first stage of construction. However, after six months these pressures had decreased to about 40 %.

Figure 4 shows the earth dam at Bergeforsen. This dam has a core consisting of a more permeable moraine than that used in the Lasele dam. In this case the value of f ranged from 6 to 8 %. The pore pressures in the Bergeforsen dam decreased rapidly during the first stage of construction, and after 6 months the pressures amounted to only about 30 %.

The results relating to these dams show that the high pore pressures are of special interest during the first stage of the construction period. Therefore the stability investigations must regard this stage as the most unfavourable during the construction.

REFERENCES.

L. Bernell, *The Properties of Moraines* (*Proc. 4th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1957).

L. Bernell and R. Nilsson, *Electrical Analogy Equipment for Solving Non-stationary two-dimensional Flow Problems* (*Proc. 4th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1957).

M. A. Biot, *General Theory of Three-Dimensional Consolidation* (*J. Appl. Phys.*, vol. 12, 1941).

A. W. Bishop, *The Stability of Earth Dams* (*Thesis London University*, London, 1952).

J. H. A. Brahtz and D. R. May, *Proposed Methods of Calculating the Stability of Earth Dams* (*Second Congress on Large Dams*, Washington, 1936).

N. Carillo, *Simple Two and Three-dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils* (*J. Math. Phys.*, vol. 21, 1942).

J. W. Hilf, *Estimating Construction Pore pressures in Rolled Earth Dams* (*Proc. Second Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1948).

T. Nilsson and B. Lofquist, *An Earth and Rockfill Dam on Stratified Soil. The Wet Fill Method* (*5th Congress on Large Dams*, Paris, 1955, Report No. 32).

SUMMARY.

The use of the wet fill method for the construction of cores in earth dams causes high pore pressures during construction. In some simple cases the magnitude of these pressures can be computed by means of methods which are valid under one-dimensional flow conditions.

The determination of the pore pressures in the cases of two-dimensional flow of the consolidation water can be made by means of the electrical analogy equipment described in a paper submitted to the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Engineering (Bernell and Nilsson, 1957). The results shown in the figures 1 and 2 were obtained by means of this equipment. In figure 1 the curves show the decrease of the pore pressures during the first stage of construction at the points B and M of a core fill having the height H = 10 m and consolidating at a constant pressure which the embankment produces by its own weight. The curves in figure 2 refer to the consolidation of the core fill during the time when the dam is built up to its full height H = 20 m.

In the past few years the Swedish State Power Board has constructed several earth and rock fill dams about 20 m in height. Because of the climate conditions, the construction time is generally limited to 6 or 8 months a year. At the beginning of this time the magnitude of the pore pressures is about 100 %. From the curves shown in the figures 1 and 2 it is seen that the pore pressures will decrease rapidly in a thin core consisting of a moraine soil with c_v = 0.1 to 0.01 cm²/s.

In more complicated cases the pore pressures can always be determined by means of the electrical analogy equipment, or can be estimated from measurements made in wet compacted dams. The figures 3 and 4 show two dams where the pore pressures were determined during construction. The results relating to these dams show that the high pore pressures are of special interest at the beginning of the construction period.

RÉSUMÉ.

L'utilisation du procédé de remblayage par voie humide pour l'exécution des noyaux des barrages en terre cause des pressions interstitielles élevées pendant la période de construction. Dans quelques cas simples, la grandeur de ces pressions peut être calculée au moyen des méthodes qui sont applicables sous les conditions d'écoulement à une dimension.

Dans les cas d'écoulement à deux dimensions de l'eau de consolidation, la détermination des pressions interstitielles peut s'effectuer à l'aide du dispositif d'analogie électrique qui a été décrit dans un rapport présenté au Quatrième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations (Bernell and Nilsson, 1957). Les résultats reproduits dans les figures 1 et 2 ont été obtenus au moyen de ce dispositif. Les courbes de la figure 1 représentent le décroissement des pressions interstitielles au cours de la première étape de construction aux points B et M d'un remblai de noyau, dont la hauteur est H = 10 m et dont la consolidation a lieu sous une pression constante que le terrassement produit par son propre poids. Les courbes de la figure 2 se rapportent à la consolidation du remblai de noyau durant l'étape de construction où la hauteur du barrage est portée à sa valeur finale H = 20 m.

Pendant ces dernières années, la Direction de l'Énergie Électrique de l'État Suédois a construit plusieurs barrages en terre et en remblai

rocheux dont la hauteur est de 20 m environ. A cause des conditions climatiques en Suède, la durée des travaux de construction est, en général, limitée à 6 ou 8 mois par an. Au commencement de cette période, la grandeur de la pression interstitielle est d'environ 100 %. Ainsi que le montrent les courbes dans les figures 1 et 2, les pressions interstitielles diminueront rapidement dans un noyau mince composé d'un sol de moraine dont la valeur de c_v est comprise entre les limites de 0,1 à 0,01 cm²/s.

Dans des cas plus compliqués, on peut toujours déterminer les pressions interstitielles au moyen du dispositif d'analogie électrique, ou l'on peut les estimer sur la base des mesures effectuées dans des barrages compactés par voie humide. Les figures 3 et 4 représentent deux barrages dans lesquels les pressions interstitielles ont été déterminées au cours de la période de construction. Les résultats relatifs à ces barrages indiquent que les pressions interstitielles élevées sont particulièrement intéressantes au commencement de la période de construction.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 117

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

L. BERNELL
(SWEDEN)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

WATER CONTENT AND ITS EFFECT ON SETTLEMENTS IN EARTH DAMS (*).

L. BERNELL,

Swedish State Power Board.

A report submitted to the 5th Congress on Large Dams discussed two compaction methods, roll fill and wet fill (Nilsson and Löfquist, 1955). It was shown that the permeability of soils decreases as the water content at compaction increases. Thus the water content used at the compaction is of great importance for obtaining a low permeability of the core fill. The existing relation between permeability and degree of compaction also indicates that irregularities in the compaction work can be neglected, if the water content at compaction is near the liquid limit. This fact is one of the most important advantages of the wet-compaction method, which in the past few years has been successfully used for construction of several earth dams in Sweden.

In contradiction to the roll fill method, wet-compaction causes high pore pressures at the beginning of construction and gives rise to great settlements of the fill during the consolidation. However, experience has shown that soils having a low clay content, e. g. sandy or silty moraines, will consolidate so rapidly that the consolidation process is practically completed when the dam is built.

(*) La teneur en eau et son effet sur le tassement des barrages en terre.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

[illegible] method which is based on the Proctor compaction test, [illegible] usual settlement during construction, but the risk of considerable [illegible] settlement due to saturation of the fill during rainfall cannot be disregarded (Peterson and Iversen, [illegible]).

The two compaction methods, roll fill and wet fill, have been used on the Swedish State Power Board's dam construction of earth dams. In the present paper are discussed the two methods with special regard to their effect on the settlement and on the shear strength during rain. These effects have been studied by means of laboratory tests. The tests were performed on different soils used in earth dams. Furthermore, the tests have given some results relating to the magnitude of additional settlements which have been observed during rainfall.

LABORATORY INVESTIGATIONS OF SETTLEMENTS DURING RAINFALL

The earth dam at Lasele was constructed with a vertical core consisting of a clayey moraine which had a content of fines (< 0.02 mm) [illegible] During construction the main part of the moraine became well-compacted with a water content of about [illegible] %.

In case such settlements were expected to arise in this manner, [illegible] compression tests were made on the moraine. The results of these tests are shown in figure [illegible]. In the first series the samples were compacted to different densities but had the same water content $w = [illegible]$ %, which corresponds to the optimum Proctor value. In the second series the water content w at compaction was increased to [illegible] %, which is near the liquid limit for the moraine. The samples in these two series were at first consolidated under a normal pressure of 2 kg/cm^2. In figure [illegible] the compression values due to this consolidation are plotted as dash-line curves $a - b$ and $c - d$. After consolidation the samples were saturated under the same effective pressure and the additional compression values $\Delta\varrho$ were observed. The values of the total compression $\varrho + \Delta\varrho$ are plotted as full-line curves $a - b'$ and $c - d'$ in figure 1. It is seen from this figure that the additional compression of the samples in the first series, which were compacted at the Proctor water content $w = [illegible]$ %, increases remarkably as the density decreases. On the other hand, the saturation did not cause any additional compression of those samples compacted at the water content $w = [illegible]$ %, not even at very low values of the initial density.

The final values of the dry density and the water content are dependent not only on the consolidation pressure but also on the compaction method. The difference between roll fill and wet fill is shown in figure [illegible], which gives the results of the test series on the moraine from Lasele

[illegible] In this name the content of fines [illegible] includes the clay and the very fine silt particles [illegible] grain-size

In the first series the initial values of the dry density γ_t were varied from 1.79 to 2.21 kg/dm^3, i. e. in the range $a_0 - b_0$ shown in figure 2. After consolidation at a normal pressure of 2 kg/cm^2 the samples were saturated. Owing to consolidation and saturation the dry density

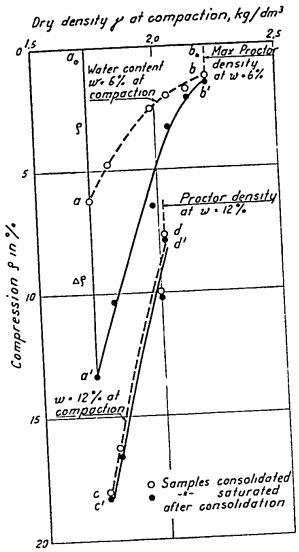


Fig. 1.

Clayey moraine from Lasele. Relation between water content at compaction and compression for consolidated samples (dash-line curves), as well as consolidated and saturated samples (full-line curves).

Moraine argileuse provenant de Lasele. Relation entre la teneur en eau lors du compactage et la compression des échantillons consolidés (courbes en traits interrompus) ainsi que des échantillons consolidés et saturés (courbes en traits pleins).

had increased to values varying from 2.02 to 2.22 kg/dm^3. In figure 2 these values are located close to the curve a'-b'. The final values of the water content varied between the approximate limits from 11 to 7 %.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The results of the second test series are also shown in figure [illegible]. In this case the dry density had increased from the initial values $d_1 - d_3$ to the final values $d' - d'$. The water content had decreased during the tests from 11 % to about 8 %. In comparison with the first test series the differences between the final values $d' - d'$ in the second test series were very small. These values varied only from [illegible] to 1.11 kg/dm³.

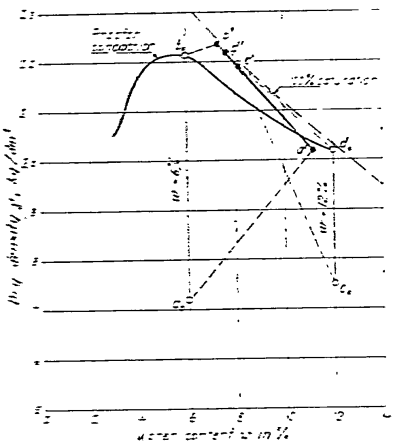


Fig. 2.

Changes in dry density and water content due to consolidation and saturation.

Changements de la densité sèche et de la teneur en eau sous l'influence de la consolidation et de la saturation.

The same investigations as those described above were also made on the samples in two other test series. In these series the water content at compaction was 3 to 5 %. The results of these investigations are given in figure 3. The curves 1, 2 and 3 show the final values of the dry density for samples compacted to the initial values γ_i = 100, 95 or 85 % of the maximum Proctor value. It is seen from figure 3 that the density curves 1, 2 and 3, which represent the final state, approach each other as the water content becomes higher, whereas at

the Proctor optimum value 6 % the difference between these curves is remarkably great.

The preceding results refer to a clayey moraine having a relatively high clay and silt content. Similar investigations have also been made on other soils differing in clay content. These investigations have shown that, if the pressure conditions are the same, the additional compression increases as the fines content of the soil becomes higher.

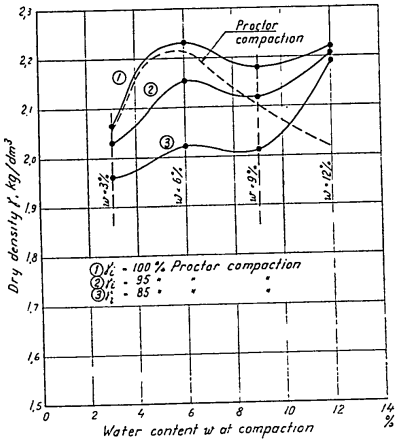


Fig. 3.

Effect of compaction on dry density after consolidation and saturation.

Effet du compactage sur la densité sèche après la consolidation et la saturation.

For sandy moraines as well as for sand and gravel, the additional compression is very small. Figure 4 shows the results of compression tests performed on a coarse sand from Bergeforsen. Three test series, in which the respective water contents were 3, 6 and 12 %, were made on this material. As seen from figure 4, the values of the compression due to consolidation are somewhat smaller for samples compacted at the highest water content, 12 %. The additional compression due to saturation is very small in all these tests.

The ratio of the additional compression Δ_p to the initial compression p is of great interest in determining the magnitude of the settle-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

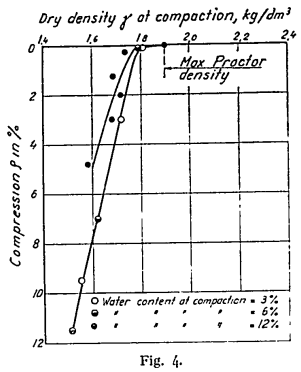


Fig. 4.

Coarse sand from Bergeforsen.
Relation between water content at compaction and compression
Sable grossier, provenant de Bergeforsen.
Relation entre la teneur en eau lors du compactage et la compression.

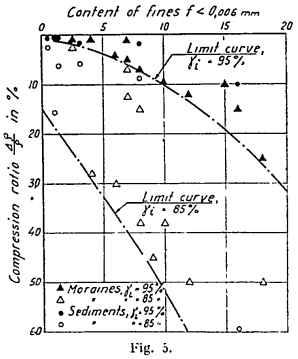


Fig. 5.

Relation between degree of compaction
and compression ratio for different soils.
Relation entre le degré de compactage
et le rapport de compression pour des sols divers.

ments in earth dams during damming. In wet compacted dams the value of $\Delta\sigma$ is always very small, and thus the ratio $\frac{\Delta\sigma}{\sigma}$ is practically equal to zero. In roll fill dams this ratio depends on the content of the finest constituents of the soil and on that value of the dry density which is estimated for the compaction work. Generally the value of γ_i is assumed to be equal to 95 % of the maximum Proctor value.

In figure 5 are plotted the values of compression ratios for different soils compacted at the optimum Proctor water content to a dry density $\gamma_i = 95$ or 85 %. The dash-dot line curves in this figure include the maximum values of the compression ratios which were found in the tests. The results given in figure 5 show that the magnitude of the additional settlements in soils is dependent not only on the degree of compaction but also on the content of finer material.

The results obtained in the tests indicate the magnitude of the initial settlements in an earth fill during construction and that of the additional settlements which arise after saturation. Damming causes a decrease of the effective pressures in earth dams, and thus the additional settlements become smaller than the test results indicate. However, in many cases the weather conditions or a partial damming may cause a saturation of the fill during construction.

The use of the roll fill method involves the risk of additional settlements in insufficiently compacted parts of the dam. Therefore the application of this method must be combined with rigorous supervision of the compaction work. If the wet fill method is used, the additional settlements can be neglected, but the magnitude of the pore pressures must always be considered during construction. This question is discussed in another paper submitted to this Conference.

ADDITIONAL SETTLEMENTS AND THEIR EFFECT ON SHEAR STRENGTH DURING DAMMING.

In all questions concerning the shear strength of soils the stress conditions and the deformations must be considered. The increase of the pore pressures during damming causes a decrease of the effective pressures. In roll fill dams the pore pressures during construction are relatively small, but wet fill undergoes a consolidation process, during which the pore pressure decrease from approximately 100 to 20 % (Bernell, 1957). This difference in the stress conditions during construction is of great importance in its effect on the shear strength of the soil during damming.

The effect of damming has been investigated in triaxial shear tests performed on a gravelly moraine. In one test series three samples were compacted at a water content of 6 %, which corresponds to the optimum Proctor value. The dry density of the compacted samples was chosen so as to be equal to 95, 90 and 85 % of the maximum

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Proctor density. This test series also included a sample compacted at a water content of 10 %, which corresponds to the liquid limit for this moraine.

Before the samples were tested, they had been permitted to consolidate under an all-round pressure of 1 kg/cm², and after consolidation the normal pressure was increased to 2 kg/cm². During the tests the pore pressure was increased in equal steps, $\Delta u = 0.2$ kg/cm², up to failure. The vertical deformations and the volume changes were measured during 24 h after the increase of the pore pressure.

As the deviator stress is constant in this type of tests, failure is due to the increasing pore pressure. In figure 6 the axial strains and

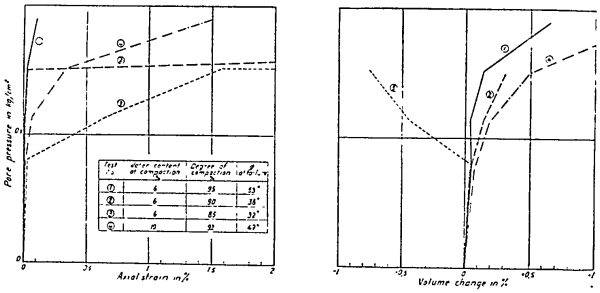


Fig. 6.

Gravelly moraine. Effect of damming on shear strength.

Moraine graveleuse. Effet du barrement sur la résistance au cisaillement.

the volume changes due to the increasing pore pressure are plotted for each sample. The results of the tests on samples Nos 1 to 3 show that a maximum value of $\varphi = 53°$ at failure was obtained for sample No. 1, whereas the lowest value, $\varphi = 32°$, was found for sample No. 3. For the latter sample, failure was associated with decrease of volume, which indicates that the critical density in this test series lies between the values of 85-90 % of the maximum Proctor value. From the shear test on sample No. 4 a value of $\varphi = 49°$ was found, i. e. a somewhat smaller value than that for sample No. 1. In this case failure was associated with expansion. Thus, in spite of the high water content at compaction, the shear strength after consolidation was remarkably high.

It is probable that the shear strength increases during the first stage of failure up to a certain value, which is governed by the initial degree of compaction. Figure 7 shows the time-settlement curves obtained

during the shear test on sample No. 3. These curves have the same shape as the well-known compression curves. Up to a pore pressure of $\Delta u = 0.6$ kg/cm² the axial strain decreases at constant load, and this indicates an increase of the shear strength.

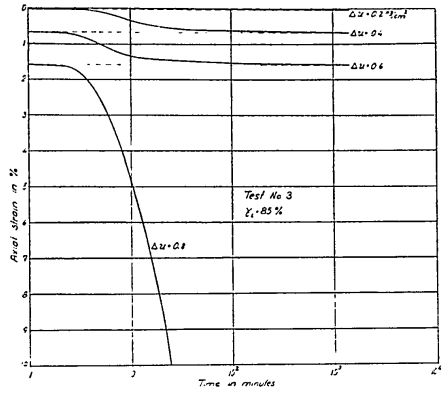


Fig. 7.

Sample No. 3. Increase of axial strain during damming.

Échantillon n° 3. Tassement pendant la mise en eau.

ADDITIONAL SETTLEMENTS OBSERVED IN EARTH DAMS DURING DAMMING.

The laboratory tests have shown that the additional settlements can be neglected in wet fill dams. This result has also been confirmed by the measurements made in several earth dams which were constructed by the Swedish State Power Board during the last years. Table 1 gives the magnitude of the additional settlements Δ_2 observed in different wet compacted embankments. The values are given in per cent of total heigt.

The results given in Table 1 show that the additional settlements are very small. However, these settlements also tend to increase as the value of f becomes higher. The same tendency was observed in the laboratory tests.

Experience and the results from the laboratory tests have shown that the wet fill method can be used with advantage for compaction of core fills in earth dams. As this method prevents additional settle-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ments during damming, it is to be preferred to the roll fill method. In view of the high pore pressures during construction, the wet fill method shall not be applied to the compaction of clays or those clayey soils which have a value of f greater than about 20 %.

TABLE I.

Additional settlements observed in earth dams during damming.

TABLEAU I.

Tassements additionnels mesurés au cours du barrement dans les barrages en terre compactés par voie humide.

Earth dam.	Soil.	f-value (%).	$\Delta\varepsilon$ (%).
Bergeforsen	Sandy moraine	6– 8	0
Grundfors.	Silty "	6–10	0.07
Borga...	" "	8–12	0.2
Ransaren	Clayey "	10–14	0.05
Fabmeluokta	" "	10–12	0.1
Lasele.....	" "	16–20	0.3
Kilforsen	" silt	70–80	0.8

REFERENCES.

L. BERNELL, *The Properties of Moraines* (*Proc. 4th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1957).

L. BERNELL and R. NILSSON, *Electrical Analogy Equipment for Solving Non-stationary Two-dimensional Flow Problems* (*Proc. 4th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1957).

B. LÖFQUIST, *Earth Dams* (*Proc. 3rd Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1953, Discussion).

T. NILSSON and B. LÖFQUIST, *An Earth and Rock fill Dam on Stratified Soil. The Wet Fill Method* (*5th Congress on Large Dams*, Paris, 1955, Report No. 32).

R. PETERSON and N. L. IVERSON, *Study of Several Low Earth Dam Failures* (*Proc. 3rd Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1953).

SUMMARY.

The effect of the water content at compaction on the settlements in earth dams during damming has been investigated by means of laboratory tests. The results of these tests have shown that the magnitude of the additional settlements is dependent on the compaction method and on the content of the finest constituents of the soil.

If the roll fill method is used for compaction, the water content is generally near the optimum Proctor value. In such cases additional

settlements may arise during damming. The magnitude of these settlements $\Delta\varepsilon$ in relation to that of the settlements during construction ε was determined for different soils at a normal pressure of 2 kg/cm². The samples used in the tests were compacted to a dry density $\gamma_t = 95$ or 85 % of the maximum Proctor value.

The results of the compression tests are given in figure 5. This figure shows that the additional settlements increase remarkably as the density decreases especially in soils having a high content of fines.

If the wet fill method is used, the water content at compaction is near the liquid limit. The laboratory tests performed on a clayey moraine from Lasele (*fig.* 1) and on a sand from Bergeforsen (*fig.* 4) have shown, that the additional settlements $\Delta\varepsilon$ in such cases are very small.

The effect of damming on the shear strength has also been investigated by means of triaxial tests. The tests were performed on a gravelly moraine, which was compacted at the water contents of 6 or 10 %. The degree of compaction γ_t for the samples in the first test series was chosen so as to be equal to 95, 90 and 85 % of the maximum Proctor value. Every sample was permitted to consolidate at an all-round pressure of 1 kg/cm² before the application of the pore pressure.

The results of the shear tests are given in figure 6. As is seen from this figure, the shear strength decreases remarkably as the value of γ_t becomes smaller. At a value of $\gamma_t = 85$ %, the failure causes a decrease of the volume, and thus the critical density in this case is reached if the value of γ_t lies between 90 and 85 %. The difference in shear strength between the samples No. 1 and 4 is of special interest because of the difference in water content at compaction between these samples. The results given in figure 6 show that the values of ε for these two samples are approximately equal.

The results from the laboratory investigations of the additional settlements have been verified by measurements made in wet compacted earth dams during damming. The values given in Table 1 show that the additional settlements in such dams are always very small. However, the results also indicate that the additional settlements in these dams increase as the fines content of the soil becomes higher.

RÉSUMÉ.

Le présent rapport donne un exposé des essais de laboratoire qui ont été faits afin d'étudier l'effet de la teneur en eau lors du compactage sur les tassements dans les barrages en terre pendant le barrement, c'est-à-dire durant l'élévation du plan d'eau. Les résultats de ces essais ont montré que la grandeur des tassements additionnels dépend du procédé de compactage et de la teneur en composants les plus fins du sol.

Si les travaux de compactage s'effectuent par le procédé de remblayage roulé, la teneur en eau est, en général, proche de la valeur optimum de Proctor. Dans ces cas, des tassements additionnels peuvent avoir

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

lieu pendant le barrement. La grandeur de ces tassements, $\Delta_{\frac{s}{s}}$, exprimée par rapport à celle des tassements qui se produisent pendant la construction, $\frac{s}{s}$, a été déterminée, pour des sols divers, sous une pression normale de 2 kg/cm². Les échantillons utilisés pour ces essais ont été compactés jusqu'à une densité sèche γ_i qui était égale à 95 ou 85 % de la valeur maximum de Proctor.

Les résultats des essais de compression sont reproduits dans la figure 5. Cette figure montre que les tassements additionnels augmentent considérablement à mesure que la densité diminue, surtout quand il s'agit des sols dont la teneur en fines est élevée.

Si l'on emploie le procédé de remblayage par voie humide, la teneur en eau lors du compactage est voisine de la limite de liquidité. Les essais de laboratoire faits sur une moraine argileuse provenant de Lasele (*fig.* 1) et sur un sable provenant de Bergeforsen (*fig.* 1) ont montré que les tassements additionnels $\Delta_{\frac{s}{s}}$ dans ces cas sont très faibles.

En outre, on a effectué des essais triaxiaux afin d'étudier l'effet produit par le barrement sur la résistance au cisaillement. Ces essais ont été faits sur une moraine graveleuse, dont la teneur en eau lors du compactage était de 6 ou 10 %. Pour les échantillons utilisés dans la première série d'essais, le degré de compactage γ_i a été choisi de manière qu'il fût égal à 95, 90 ou 85 % de la valeur maximum de Proctor. Chaque échantillon a été soumis à la consolidation sous une pression de 1 kg/cm² de tous côtés avant l'application de la pression interstitielle.

Les résultats des essais de cisaillement sont représentés dans la figure 6. Ainsi qu'il ressort de cette figure, la résistance au cisaillement diminue considérablement à mesure que la valeur de γ_i devient moindre. Quand la valeur de γ_i est de 85 %, la rupture cause une réduction du volume de telle manière que la densité critique est atteinte, dans ce cas, si la valeur de γ_i est comprise entre les limites de 90 à 85 %. La différence entre les résistances au cisaillement des échantillons nos 1 et 4 est particulièrement intéressante en considération de la différence entre les teneurs en eau lors du compactage de ces échantillons. Les résultats reproduits dans la figure 6 montrent que les valeurs de $\frac{s}{s}$ pour ces deux échantillons sont à peu près égales.

Les résultats des essais de laboratoire relatifs aux tassements additionnels ont été vérifiés au moyen des mesures effectuées au cours du barrement sur des barrages en terre compactés par voie humide. Les valeurs que donne le Tableau 1 montrent que les tassements additionnels dans les barrages de ce type sont toujours très faibles. Toutefois, ces résultats indiquent aussi que les tassements additionnels dans ces barrages augmentent à mesure que la teneur en fines du sol devient plus élevée.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 118

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

S. FERRY, G. WILLM
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

MÉTHODE D'ANALYSE ET DE SURVEILLANCE DES DÉPLACEMENTS OBSERVÉS PAR LE MOYEN DE PENDULES DANS LES BARRAGES (*).

(Exemples d'application.)

S. FERRY, G. WILLM,
Ingénieurs au Service de la Production hydraulique,
Électricité de France.

INTRODUCTION.

Le grand avantage des mesures de déplacements par pendules dans les barrages c'est leur grande précision et leur facilité d'exécution qui permettent d'effectuer des relevés fréquents. On peut disposer ainsi, assez rapidement, de données en nombre suffisant pour permettre une analyse statistique des mouvements observés.

Les mouvements des différents points d'un barrage peuvent se décomposer en trois éléments :

a. Mouvements élastiques dus aux variations de la charge hydrostatique supportée par l'ouvrage;

b. Mouvements réversibles d'origine thermique;

(*) *A method for determining and watching the movements of dams as observed by means of pendulums placed inside them.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

c. Mouvements irréversibles provenant soit de déformations permanentes progressives dues aux contraintes ou à l'évolution du béton, soit d'accidents brusques.

Ces divers mouvements peuvent affecter le rocher de fondation et d'appui et le corps de l'ouvrage.

L'objet des procédés d'analyse systématique que nous allons exposer est de séparer les trois composantes énumérées ci-dessus, dans chacun des déplacements mesurés.

L'intérêt de cette décomposition est, d'une part, de conduire à une meilleure connaissance générale des conditions de déformation des ouvrages, et surtout, d'autre part, de permettre de déceler tout mouvement anormal de l'un quelconque des points auscultés.

MÉTHODE GÉNÉRALE DE SÉPARATION DES MOUVEMENTS DUS SOIT AUX VARIATIONS DE CHARGE HYDROSTATIQUE, SOIT AUX CAUSES D'ORIGINE THERMIQUE.

Lorsqu'on dispose d'observations effectuées au cours de variations de plan d'eau suffisamment rapides [c'est-à-dire pendant la durée

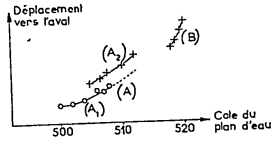


Fig. 1.

Trois variations du plan d'eau assez rapides
permettent de tracer les éléments de courbes (A_1), (A_2) et (B).
Par translation de (A_2) de façon à le raccorder à (A_1), on obtient l'élément de courbe unique (A) entre les cotes 500 et 512.
Par contre, (B) applicable entre 518 et 520 ne peut être raccordé à (A) avec sécurité, l'extrapolation à effectuer entre 512 et 518 étant trop sujette à erreur.
En abscisses : cote du plan d'eau.
En ordonnées : déplacement vers l'aval

Three fairly rapid variations of the reservoir level give the information required for curves (A_1), (A_2) *and* (B).
By translating (A_2) *so as to connect it to* (A_1), *the single curve* (A) *between El.* 500 *and El.* 512 *is obtained*
(B) *on the other hand, applicable between El.* 518 *and El.* 520, *cannot be connected to* (A) *with safety as the extrapolation to be made between El.* 512 *and El.* 518 *is over liable to error.*
Abscissae : reservoir level.
Ordinates : displacement in downstream direction.

desquelles on peut admettre que les mouvements des catégories (*b*) et (*c*) sont d'importance secondaire vis-à-vis du mouvement total], on peut tracer pour chaque série d'observations un élément de courbe représentant, en première approximation, la loi des déplacements mesurés en fonction de la seule variation du plan d'eau. Certains de ces éléments de courbe peuvent, éventuellement, être raccordés par translation. On obtient, en définitive, une loi provisoire des déplacements en fonction des cotes du plan d'eau dans un intervalle donné de ces cotes, ou dans plusieurs intervalles non raccordés entre eux (*fig.* 1).

Pour toutes les cotes comprises dans un de ces intervalles on peut corriger les déplacements observés, de manière à les ramener approximativement à ce qu'ils seraient pour un niveau fixe du plan d'eau compris dans l'intervalle considéré.

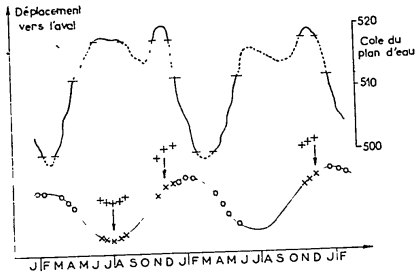


Fig. 2.

◡ Mouvements ramenés à cote du plan d'eau 510.00.
— Mouvements ramenés à cote du plan d'eau 520.00.
< Points précédents (—) après translation d'ensemble les ramenant à cote du plan d'eau 510,00.
En ordonnées . déplacement vers l'aval, cote du plan d'eau.

◡ *Movements reduced to reservoir level* 510.00.
— *Movements reduced to reservoir level* 520 00
× *Previous points* (÷) *after wholesale translation reducing them to reservoir level* 510.00.
Ordinates : displacement in downstream direction, reservoir level.

Les déplacements ainsi ramenés à une cote fixe du plan d'eau, reportés en fonction du temps, représentent alors les mouvements dus aux seules causes (*b*) et (*c*), les variations (*a*) étant éliminées.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

En tenant compte du caractère saisonnier des déplacements d'origine thermique on trace alors, en interpolant au mieux, une courbe continue des déplacements qu'on aurait observés si le plan d'eau avait été maintenu a une cote constante (*fig.* 2). Si le nombre de mesures dont on dispose est faible, on trace une courbe de variation saisonnière moyenne identique pour toutes les années, en admettant provisoirement qu'il n'y a pas eu de déformation permanente au cours des années étudiées

Le déplacement effectif observé à chaque instant peut être considéré, en première approximation, comme la somme des déplacements correspondant à la courbe ainsi tracée et de ceux provoqués par les variations du plan d'eau par rapport à la cote de réference fixe. En soustrayant les deplacements calculés au moyen de ladite courbe de ceux réellement observes, on doit donc trouver, approximativement, les déplacements résiduels dus aux variations de la charge d'eau.

En reportant ces déplacements résiduels en fonction de la cote du plan d'eau, on obtient un nuage de points permettant de tracer une courbe moyenne traduisant la loi qui relie ces deux éléments (*fig.* 3)

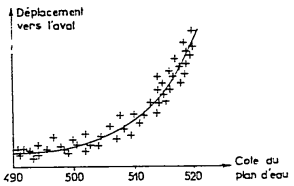


Fig. 3

Points corrigés des variations (*b*) et (*c*).
En abscisses cote du plan d'eau
En ordonnées deplacement vers l'aval.

Corrected points of variations (*b*) *and* (*c*)
Abscissae reservoir level.
Ordinates displacement in downstream direction.

Cette loi permet alors de ramener toutes les observations à une cote fixe du plan d'eau et l'on peut tracer à nouveau, en deuxième approximation, la courbe des déplacements (*b*) – (*c*) en fonction du temps avec un beaucoup plus grand nombre de points que lors de la première opération.

La superposition des portions de courbe afférentes à quelques annees successives permet une première appréciation des déformations permanentes éventuelles subies par l'ouvrage d'une année à l'autre. Elle permet également de se rendre compte si les variations d'origine thermique sont essentiellement saisonnières ou si elles sont affectées par les variations de température de relativement courte durée.

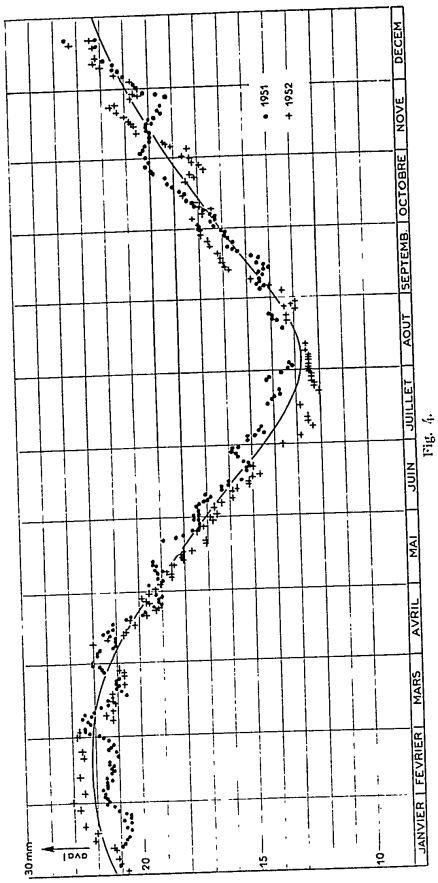


Fig. 4.
Barrage de Saint-Étienne-Cantalès. Pendule rive droite.
Déplacements amont-aval pour la cote du plan d'eau 517,00.
Courbe de correction thermique.

Saint-Étienne-Cantalès Dam. Right Bank Pendulum.
Displacements from upstream to downstream for reservoir level 517,00.
Thermal correction curve.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Dans le premier cas, on tracera la courbe moyenne des déplacements saisonniers d'origine thermique du barrage, en éliminant à vue, s'il y a lieu, les déformations permanentes qu'on peut déduire de ces courbes (*fig.* 4). Dans le second cas, on cherchera à relier ces déplacements à un paramètre susceptible de traduire de manière moins sommaire l'état thermique de l'ouvrage.

Ce paramètre sera, par exemple, une moyenne (éventuellement pondérée) de températures précédant pendant une certaine durée le jour de la mesure, ces températures pouvant être prises à l'extérieur ou à l'intérieur du barrage, selon la nature de l'ouvrage et les données disponibles (*fig.* 5).

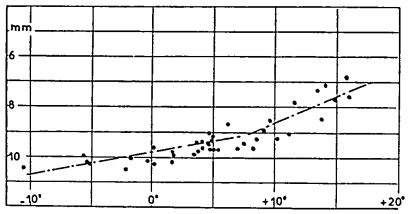


Fig. 5.

Barrage des Saints-Peyres.
Déplacements à l'étage 670
en fonction de la température moyenne des deux jours écoulés.

Saints-Peyres Dam.
Displacements at El 670
as a function of the average temperature of the previous two days.

Une loi des déplacements d'origine thermique de l'ouvrage étant ainsi définitivement adoptée, on peut, éventuellement, établir une deuxième approximation de la loi des déplacements sous charge hydrostatique, en tenant toujours compte, s'il y a lieu, de la correction à apporter pour les déformations permanentes.

Finalement, on peut ramener à chaque instant les observations faites à ce qu'elles seraient pour une cote fixe du plan d'eau et un état thermique donné, défini soit par une même situation saisonnière, soit par un paramètre numérique constant.

En l'absence de toute déformation permanente, les points représentatifs des observations ainsi corrigées, reportés en fonction du temps, se placeraient sur une parallèle à l'axe des abscisses, si l'état thermique de l'ouvrage était suffisamment représenté par le paramètre correspondant.

Comme ce n'est pas rigoureusement le cas, les points représentatifs

oscillent, en réalité, dans une bande de dispersion plus ou moins étroite, parallèle à l'axe des abscisses.

En cas de déformation permanente progressive, la bande de dispersion n'est plus parallèle à l'axe des abscisses. En cas d'incident brusque, il y a décrochement de la bande.

Nous allons, maintenant, donner quelques exemples d'application des procédés d'analyse exposés.

1er Exemple : Barrage du Chastang (Voûte épaisse).

La figure 6 indique la disposition des pendules dans le plot central de l'ouvrage.

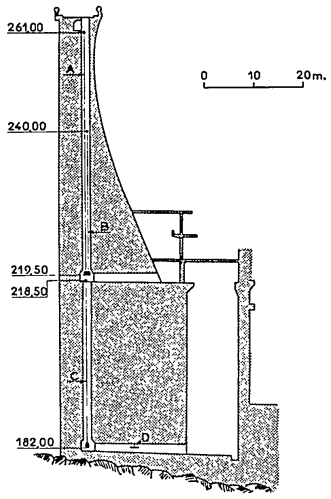


Fig. 6.

Barrage du Chastang.
Emplacement des pendules et du clinomètre.
Plot n° 3.
A, B, C, pendules; D, siège du clinomètre.

Chastang Dam.
Locations of pendulums and clinometer.
Block No. 3.
A, B, C, *pendulums;* D, *location of clinometer.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

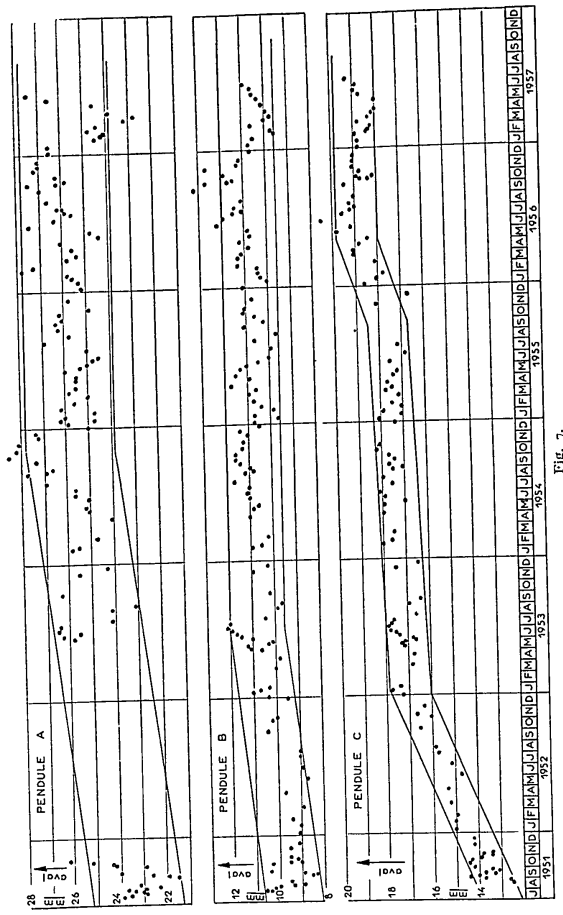


Fig. 7.
Barrage du Chastang. Déplacements amont-aval ramenés à cote et température constantes. A, B, C, pendules.
Chastang Dam. Upstream-downstream displacements, reduced to constant level and temperature. A, B, C, pendulums

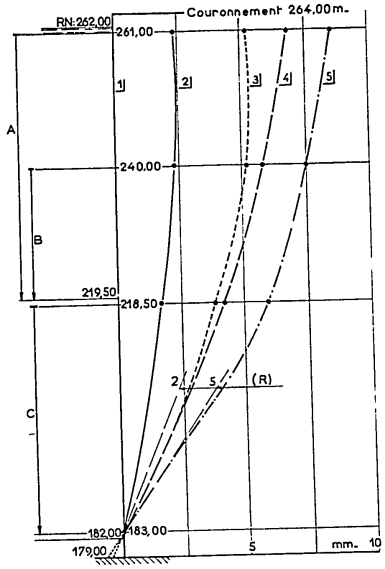


Fig. 8.
Barrage du Chastang.
Déformations permanentes.
Plot n° 3.
A, B, C, emplacement des pendules.
(1) Juillet 1951.
(2) Mars 1952.
(3) Février 1953.
(4) Novembre 1954 à novembre 1955.
(5) Mai 1956.
(R) Rotations mesurées au clinomètre.

Chastang Dam.
Permanent deformations.
Block No. 3
A, B, C, *location of pendulums.*
(1) *July* 1951.
(2) *March* 1952
(3) *February* 1953.
(4) *November* 1954 *to November* 1955
(5) *May* 1956.
(R) *Rotations measured on clinometer.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La figure 7 donne, pour chacun des trois pendules, leurs déplacements en fonction du temps, ramenés à cote et conditions thermiques constantes. Les corrections thermiques sont simplement saisonnières pour les pendules B et C. Par contre, pour le pendule A, dont le point de suspension au sommet de l'ouvrage est beaucoup plus soumis aux influences journalières, le paramètre thermique adopté est la température d'une sonde placée dans le béton du barrage à la cote 260,00.

La figure 8 représente les déformations permanentes de l'ensemble du plot à diverses époques, déduites des données précédentes et rapportées à la verticale de la table inférieure, considérée comme fixe par convention.

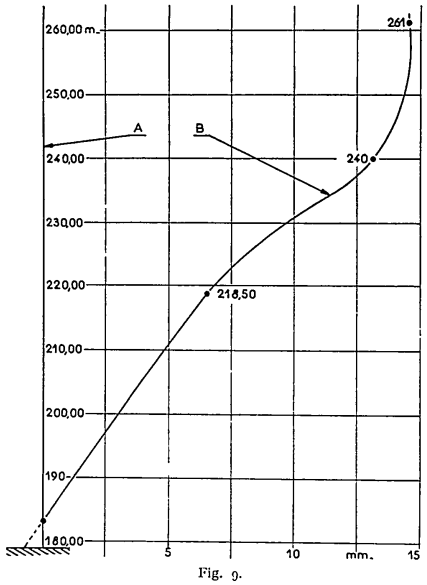


Fig. 9.
Barrage du Chastang. Plot n° 3.
Déformation hydrostatique.
(A) Retenue vide.
(B) Retenue normale : 262,00.

Chastang Dam. Block No. 3.
Hydrostatic deformation.
(A) *Reservoir empty.*
(B) *Normal reservoir level :* 262.00.

On voit que l'ouvrage a continué à évoluer plusieurs années après la mise en eau. En particulier, entre novembre 1955 et mai 1956, alors que le barrage semblait stabilisé depuis un an, toute la moitié supérieure du plot central s'est déplacée de 1,7 mm. Le clinomètre placé au voisinage de la fondation de ce plot a, de son côté, accusé une rotation permanente progressive, indiquée sur la figure 8.

Par ailleurs, l'analyse effectuée a permis de tracer les déformations de la console centrale sous l'effet de la charge hydrostatique (*fig.* 9) et sous l'effet des variations thermiques saisonnières (*fig.* 10).

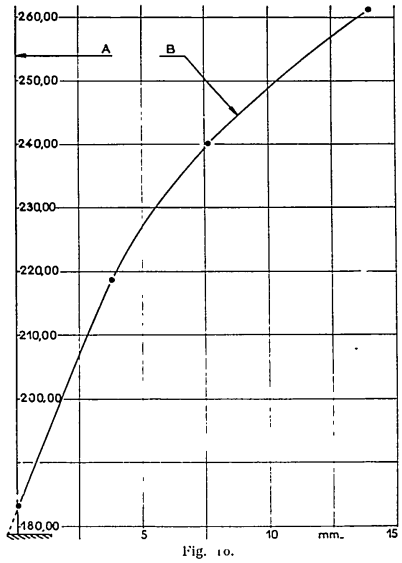


Fig. 10.
Barrage du Chastang. Plot n° 3.
Déformation thermique saisonnière.
(A) Fin août.
(B) Début mars.

Chastang Dam. Block No. 3.
Seasonal thermal deformation.
(A) *End of August.*
(B) *Beginning of March.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2e Exemple : Barrage de Saint-Étienne-Cantalès (Voûte épaisse).

Cet ouvrage, mis en eau en janvier 1943, a été suivi régulièrement, à partir de 1951. au moyen de deux pendules, disposés suivant les indications du schéma de la figure 11.

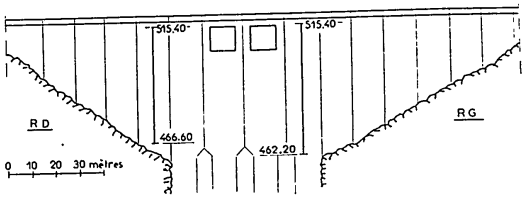


Fig. 11.

Barrage de Saint-Étienne-Cantalès.
Emplacement des pendules.

Saint-Étienne-Cantalès Dam.
Location of pendulums.

Le graphique de la figure 12 donne, pour ces deux pendules, les mesures ramenées à cote et conditions saisonnières constantes. L'ouvrage apparemment stabilisé pendant les 18 premiers mois de mesure, s'est déplacé de 1 mm en crête, *sur les deux plots auscultés*, entre octobre 1952 et janvier 1953. Depuis lors, il semble continuer à se déplacer progressivement et légèrement vers l'aval, toujours de la même quantité sur les deux plots (1 mm en 4 ans et demi).

On notera sur cet exemple la netteté avec laquelle le procédé d'analyse utilisé permet de faire ressortir un déplacement permanent de 1 mm, bien que l'amplitude totale des mouvements atteigne 13 mm.

3e Exemple : Barrage des Saints-Peyres (Barrage-poids rectiligne).

Cet ouvrage a été complètement vidé en 1953 pour réfection de l'enduit du parement amont. Un nouveau pendule a été réinstallé à cette époque, suivant le schéma de la figure 13. Des mesures ont été effectuées régulièrement à partir de la remise en eau.

Pour le déplacement entre cotes 670 et 615,50, la correction thermique est celle donnée par la figure 5, en fonction de la température moyenne des deux jours précédant la mesure. Par contre, entre cotes 646,80 et 615,50, c'est une simple correction saisonnière, cette partie du barrage n'étant sensible qu'aux variations de température à longue période.

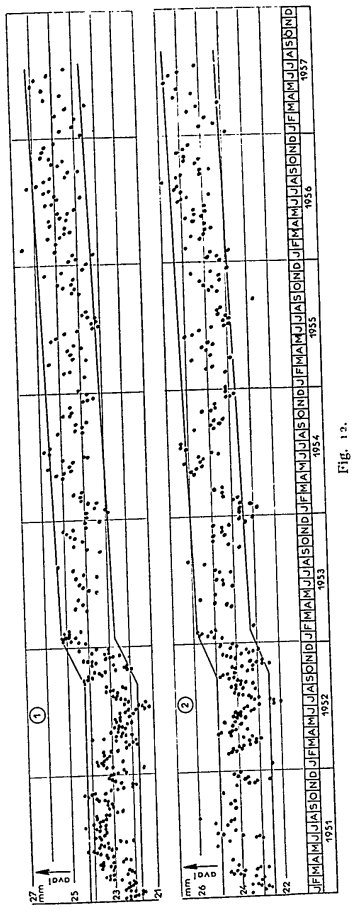


Fig. 12.

Barrage de Saint-Étienne-Cantalès.
Déplacements amont-aval ramenés à cote et températures constantes.
(1) Pendule rive droite.
(2) Pendule rive gauche.

Saint-Étienne-Cantalès Dam.
Upstream-downstream displacements, reduced to constant levels and temperatures.
(1) *Right Bank pendulum.*
(2) *Left Bank pendulum.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le graphique de la figure 14 donne les déplacements à 670 et 646,80 par rapport à 615,50, ramenés à cote fixe du plan d'eau et conditions thermiques constantes. On remarque tout d'abord le caractère particulier des mouvements correspondant à la remise en eau (déplacements

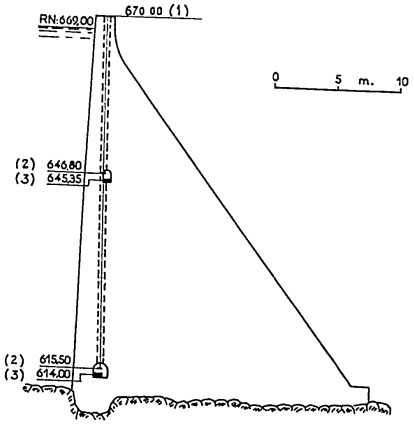


Fig. 13.

Barrage des Saints-Peyres.
Situation du pendule et des supports de clinomètre.
(1) Point de suspension du pendule.
(2) Tables de lecture.
(3) Supports de clinomètre

Saints-Peyres Dam.
Location of pendulum and clinometer supports.
(1) *Point where pendulum is suspended.*
(2) *Tables giving readings.*
(3) *Clinometer supports.*

rapides vers l'amont, puis vers l'aval). Ils peuvent s'expliquer par la mise en équilibre thermique du parement amont refroidi par le contact de l'eau, puis par l'imbibition progressive de ce même parement qui amène son gonflement. Ensuite, les mesures corrigées oscillent autour d'une valeur moyenne stable, les écarts étant de ± 1 mm pour la crête et de ± 0,4 mm pour la cote 646,80.

Toutefois, on observe un décrochement anormal d'environ 2 mm dans

les mesures effectuées du 1er novembre 1956 au 1er mars 1957 et relatives à la table inférieure (déplacement du sommet par rapport à 615,50).

La même anomalie se retrouve dans les lectures afférentes à la table intermédiaire, de telle sorte qu'elle disparaît complètement de la différence, qui donne les déplacements entre 646,80 et 615,50 (graphique 2 de la figure 14).

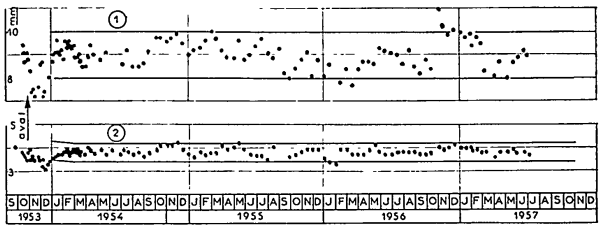


Fig. 14.

Barrage des Saints-Peyres.
Déplacements ramenés à cote et température constantes.
(1) Centrage 670 par rapport à 615,50.
(2) Centrage 646,80 par rapport à 615,50.

Saints-Peyres Dam.
Displacements reduced to constant levels and temperatures.
(1) *Centering* 670 *as compared to El.* 615.50.
(2) *Centering* 646.80 *as compared to El.* 615.50.

Cette période correspond à une baisse rapide du plan d'eau, ayant suivi plusieurs mois de stabilité. Tout se passe donc comme si le décrochement constaté correspondait à un retard mis par la partie haute à suivre ce mouvement, puis au rattrapage brusque de ce retard; mais on s'explique mal les raisons d'un tel phénomène.

4e Exemple : Sarrans (Barrage-poids, crête en arc de 475 m de rayon).

La figure 15 montre la disposition des pendules.

L'analyse des déplacements montre que les mouvements de cet ouvrage, mis en eau en 1934, sont actuellement totalement réversibles. Le grand nombre de points auscultés permet de tracer avec assez de précision les fibres déformées, d'une part sous la charge d'eau et, d'autre part, sous l'effet des variations de températures saisonnières.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Ces déformations sont représentées sur la figure 16.

Les déplacements, sous l'effet de la charge d'eau, correspondent en majeure partie à une rotation d'ensemble du barrage sur sa fondation, la flèche due à la flexion du massif lui-même représentant entre le 1/3 et le 1/5e du déplacement total en crête. La rotation du barrage est beaucoup plus importante sur le bloc 9 que sur le bloc 2, bien que ces

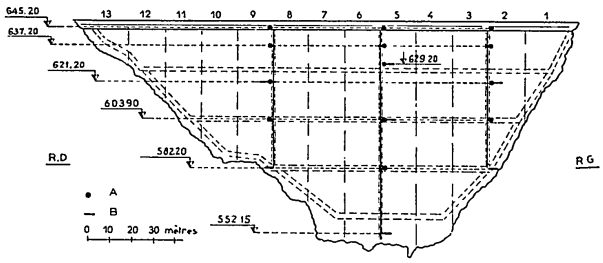


Fig. 15.
Barrage de Sarrans.
Emplacement des pendules.
(A) Points de centrage.
(B) Tables de lecture.

Sarrans Dam.
Location of pendulums.
(A) *Centering points.*
(B) *Tables giving readings.*

deux plots aient sensiblement même hauteur. Cette différence est attribuable à une déformabilité plus grande du rocher de fondation rive droite.

En ce qui concerne les déplacements d'origine thermique, il est intéressant de noter que leurs maxima vers l'aval ou l'amont sont décalés de haut en bas des blocs, en raison du déphasage de plus en plus grand des variations de température du béton avec l'épaisseur intervenant dans les déplacements au niveau considéré. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Cotes des centrages	Déplacement maximum vers l'aval.	vers l'amont.
645,20. . . .	2e quinzaine janvier	2e quinzaine juillet
637,20.....	1ère » février	1ère » août
629,20 .. .	2e » février	2e » août
621,20. . .	Début mars	Début septembre
604,10 .	2e quinzaine mars	2e quinzaine septembre
582,20... . .	Mi-avril	Mi-octobre

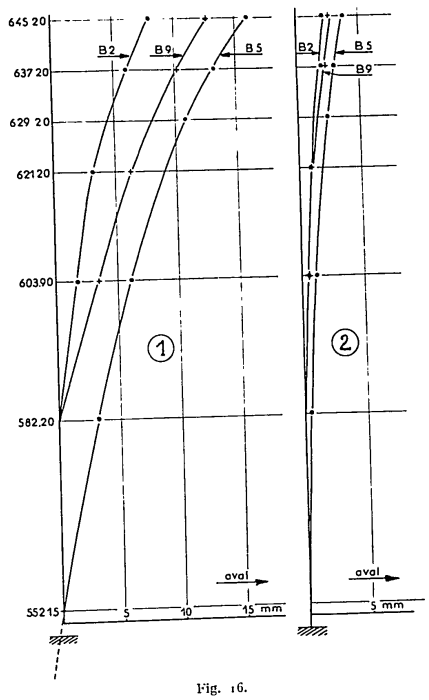


Fig. 16.

Barrage de Sarrans. Blocs nos 2, 5 et 9.
(1) Déformation hydrostatique (montée du plan d'eau de 560 à 646,80).
(2) Déformation thermique saisonnière (de fin août à fin février).

Sarrans Dam. Blocks No. 2, 5 and 9.
(1) *Hydrostatic deformation (rise of water level from El, 560 to El. 646.80).*
(2) *Seasonal thermal deformation (from end of August to end of February)*

CAS PARTICULIER : UTILISATION DE MOYENNES MOBILES.

Il peut arriver que les mouvements du plan d'eau aient un carac-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tère strictement saisonnier, de telle sorte qu'il soit très difficile d'analyser séparément les effets de la charge hydrostatique et des variations thermiques saisonnières.

Dans ce cas, on peut chercher à mettre en évidence les déplacements irréversibles, en effectuant la moyenne mobile de ces déplacements sur douze mois consécutifs. Les variations périodiques tant de la température que de la charge d'eau sont, en effet, éliminés par ce procédé.

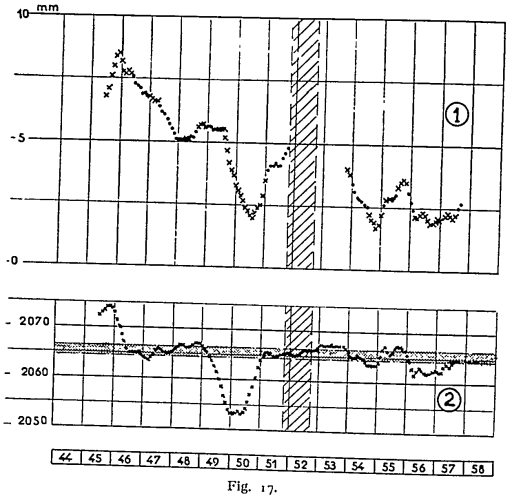


Fig. 17.

Barrage de Bissorte
Mesures mensuelles au pendule.
(1) Moyennes mobiles annuelles de déformations mesurées.
(2) Moyennes mobiles annuelles des cotes de remplissage.
• Points pour lesquels la moyenne mobile des cotes est comprise entre 2 064,50 et 2 066,50.
Interruption des mesures.

Bissorte Dam.
Monthly pendulum measurements.
(1) *Annual mobile averages of deformations measured.*
(2) *Annual mobile averages of reservoir levels.*
• *Points where the mobile average of the reservoir levels is comprised between El.* 2 064.50 *and El.* 2 066.50.
Interruption of measurements.

Mais, il est nécessaire de vérifier le caractere véritablement saisonnier des variations du plan d'eau en effectuant la moyenne mobile de sa cote. Cette moyenne doit rester sensiblement constante.

La figure 17 représente :

1° la moyenne mobile du déplacement d'un point de la crête du barrage de Bissorte (1);

2° la moyenne mobile de la cote du plan d'eau. Cette dernière reste assez stable aux environs de 2065 de juin 1956 à fin 1948 (donc les mouvements de la retenue se sont reproduits périodiquement depuis juin 1945), puis de janvier 1951 à fin 1955.

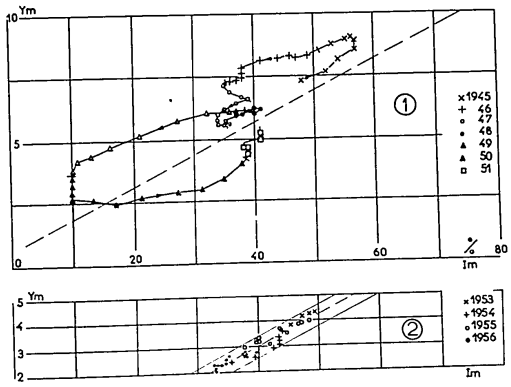


Fig. 18.

Barrage de Bissorte.
Moyennes mobiles annuelles (Y_m) de déformations mesurées en fonction des moyennes mobiles annuelles (I_m) de l'indice des déplacements.
(1) Période 1945-1951.
(2) Période 1953-1956.

Bissorte Dam.
Annual mobile averages (Y_m) of deformations measured as a function of the annual mobile averages (I_m) of the displacement index.
(1) 1945-1951 *period.*
(2) 1953-1956 *period.*

(1) Les mesures ont été complètement interrompues, en 1952, par suite de travaux. La moyenne mobile se trouve donc interrompue pendant deux ans. La deuxième série ne peut être raccordée à la première.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

En considérant exclusivement les déplacements dont la moyenne de 12 mois correspond à une cote moyenne du plan d'eau voisine de 2065 on voit que, pendant la période 1945-1951, il y a un mouvement général de la crête vers l'amont d'environ 2,5 mm.

Pendant la période 1954-1956, ce mouvement s'est arrêté.

Le procédé ci-dessus n'est parfaitement utilisable que si le mouvement du réservoir se reproduit à peu de chose près chaque année. Dans l'exemple donné, une partie des points n'a pu être employée pour contrôler les mouvements irréversibles du barrage en raison de certaines irrégularités dans les variations saisonnières de la réserve. Aussi a-t-on cherché un moyen de faire intervenir une correction approchée tenant compte des écarts de plan d'eau entre les différentes périodes annuelles. Pour cela, on a calculé un indice I (x) fonction du remplissage $x = \frac{h}{H}$ (H, hauteur de la crête au-dessus de la table inférieure de référence; h, hauteur du plan d'eau par rapport au même niveau de référence). La fonction I (x) a été choisie de telle manière que I soit lié à peu près linéairement au déplacement de la crête, la moyenne mobile I_m de I est alors elle-même liée linéairement à la moyenne mobile Y_m des déplacements mesurés Y. Si ces derniers sont réversibles, les points du graphique représentatif de Y_m en fonction de I_m se déplacent sensiblement sur une droite fixe; en cas de mouvement irréversible, les points relatifs aux années successives se détachent les uns des autres.

La figure 18 représente, de cette façon, le mouvement du pendule de Bissorte. Cette représentation confirme le mouvement du barrage vers l'amont pendant la période 1946-1951 et sa stabilisation depuis 1953.

La figure 19 est une représentation identique, concernant un ouvrage dont le pendule a subi une avarie, par chute de glaçons, dans le courant de 1954. Après réparation, le raccordement des lectures a été effectué au mieux. Le graphique supérieur montre avec évidence le déplacement apparent provoqué par les lectures erronées consécutives à l'accident, et le décalage définitif de 0,25 mm correspondant à l'erreur de raccordement. Toutes corrections faites, on obtient le graphique inférieur où tous les points sont parfaitement alignés.

Il est intéressant de noter que l'amplitude totale des mouvements de ce pendule est de 7 mm, de telle sorte que l'écart de raccordement mis en évidence ne représente que 3 % de cette amplitude totale.

CAPTION OF FIGURE 19

Aussois-Plan d'Aval dam. Pendulum No. 2.

(1) *Annual mobile averages (Y_m) of deformations measured as a function of the annual mobile averages (I_m) of the displacement index, after approximate readjustment of measurements in 1954.*
The black signs (●▲) apply to the period during which the mobile average covers the time of readjustment of the measurements.

(2) *Corresponding points after correction for readjustment*

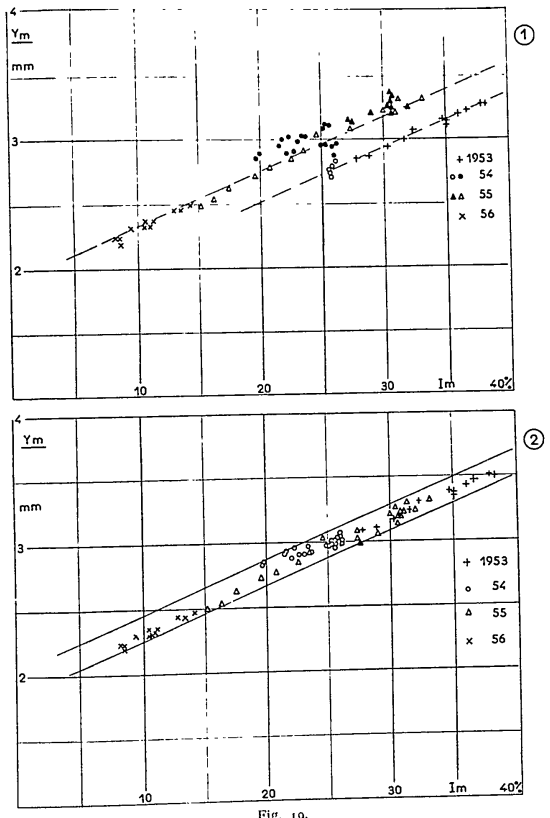


Fig. 19.
Barrage d'Aussois-Plan d'Aval Pendule n° 2.

(1) Moyennes mobiles annuelles (Y_m) de déformations mesurées en fonction des moyennes mobiles annuelles (I_m) de l'indice des déplacements, après raccordement approximatif des mesures en 1954.
Les signes noirs (●▲) se rapportent à la période pendant laquelle la moyenne mobile englobe l'époque du raccordement des mesures.

(2) Points correspondants après corrections de raccordement.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

CONCLUSIONS.

Les méthodes exposées permettent de distinguer dans les mouvements des ouvrages observés aux pendules la part irréversible, avec une grande sensibilité, puisqu'on peut mettre couramment en évidence des mouvements de cette nature de l'ordre de 1 mm, et même moins.

Les moindres anomalies provenant, par exemple, de mouvements de la fondation sont donc décelées.

Les nombreuses mesures effectuées nous ont montré que, observés avec cette finesse, les barrages ne peuvent être considérés comme tout à fait immobiles, lorsqu'on a éliminé les mouvements réversibles correspondant aux variations de plan d'eau et aux phénomènes thermiques saisonniers. Pendant la période qui suit la première mise en eau, il y a généralement une adaptation progressive relativement importante, vraisemblablement liée en partie à l'évolution et au refroidissement du béton. Mais, même ensuite, on observe sur des ouvrages qui paraissaient stabilisés, des mouvements parfois brusques, parfois progressifs.

L'origine en est souvent obscure. Les amplitudes en sont heureusement assez faibles pour ne pas menacer la solidité des ouvrages, mais leur existence montre que ceux-ci continuent à vivre et que, sans doute, un jour la vieillesse les atteindra. Les ayant ausculté tout au long de leur vie, on sera mieux à même d'apprécier alors le caractère plus ou moins sérieux des premiers symptômes de vétusté.

RÉSUMÉ.

Les pendules constituent pour la surveillance des barrages un instrument de choix, tant en raison de leur précision et de leur fidélité que des facilités qu'ils offrent de multiplier les mesures. On peut ainsi accumuler des résultats nombreux justiciables d'une analyse statistique.

La communication expose les procédés qui permettent d'utiliser ces données pour la recherche des mouvements éventuels de caractère accidentel ou évolutif.

Une première technique consiste à rechercher par approximations successives les lois de déformations en fonction de la charge d'eau d'une part, et celles des déformations en fonction des conditions thermiques d'autre part. Ces dernières seront souvent simplement et suffisamment représentées par un cycle moyen de mouvements saisonniers. Parfois, le paramètre thermique utilisé sera une moyenne (éventuellement pondérée) de températures intérieures ou extérieures à l'ouvrage, pendant une certaine durée antérieure à la mesure au pendule. Les lois ainsi établies sont utilisées pour ramener les mesures à cote et température constantes. Les mouvements résiduels éventuels, ne comportant plus de corrélation avec le remplissage ou la saison, traduisent exclusivement les phénomènes évolutifs ou accidentels, compte tenu d'une dispersion inévitable.

Un deuxième procédé, mais dont la sensibilité est différée, est basé sur l'utilisation de moyennes mobiles annuelles qui éliminent les composantes à caractère cyclique.

Quelques exemples pris sur des barrages français montrent la finesse de ces procédés, qui permettent de mettre en évidence à coup sûr des anomalies dont l'amplitude peut ne pas excéder quelques centièmes des mouvements globaux.

Connaissant bien ainsi la vie propre de chaque ouvrage, on espère être en mesure de détecter et d'apprécier le cas échéant le caractère de gravité de désordres plus importants, dont l'éventualité ne peut être rejetée *a priori*.

SUMMARY.

Pendulums are first-class instruments for observing the behaviour of dams, both because of their accuracy and reliability and because of the facilities they offer for carrying out frequent measurements. In this way, vast numbers of results can be collected and analysed by statistics.

The report gives an account of the methods for applying these data to the discovery of movements, both accidental and permanent.

One method consists in discovering, by successive approximations, the laws governing strain as a function of the thrust of the water on the one hand, and those governing strain as a function of temperature on the other. These latter can often be simply and adequately represented by an average cycle of seasonal movements. Sometimes the thermal parameter utilized will be an average (possibly a geometrical mean) of the temperatures inside the structure and outside it, during a certain lapse of time before pendulum measurements are carried out. The laws thus established are utilized for reducing the measurements to a constant level and temperature. Any possible residual movement, no longer having any connection with the filling of the reservoir or the season, merely reveals the presence of evolutionary or accidental phenomena, taking into account the inevitable scattering.

The other process, where however the sensitivity is deferred, is based on the application of the mobile annual averages which eliminate the cyclical components.

A few examples taken from French dams show the accuracy of these methods which reveal infallibly movements whose amplitude may be no greater than a few hundredths of the total movements.

It is hoped, thanks to this knowledge of the „ intimate life " of each structure, that more serious disorders whose possible occurrence ought never to be rejected *a priori*, can be detected and appreciated if necessary.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 119

QUESTION N° 21

NEVIÈRE, WILM
ET PERREAU-SAUSSINE
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

AUSCULTATION TOPOGRAPHIQUE DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS PAR PHOTOGRAMMÉTRIE TERRESTRE (*).

NEVIÈRE,
Ingénieur-Conseil E. D. F.,

WILM,
Ingénieur E. D. F. (Production hydraulique)

et PERREAU-SAUSSINE,
Ingénieur géographe (Institut Géographique National).

I. — INTRODUCTION.

Les barrages en enrochements de France métropolitaine sont généralement établis dans des zones peu accessibles, souvent à haute altitude. Pratiquement, ils excèdent rarement une trentaine de mètres de haut, ils sont rectilignes et leur longueur dépasse souvent 200 m, car ils ferment d'anciens lits glaciaires à fond plat et large. Leur parement aval, dont le fruit est égal ou supérieur à 1, est formé de blocs plus

(*) *The topographical survey of rockfill dams by stereophotogrammetry from the ground.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ou moins réguliers et rangés à la main. Le parement amont de fruit un peu inférieur comporte un masque d'étanchéité.

Cette construction très particulière est à l'origine de déformations de caractères très différents de celles des barrages en béton : des mouvements d'ensemble élastiques et thermiques existent certainement, mais ils sont minimes, sans intérêt et complètement masqués par des mouvements irréversibles importants, plus ou moins localisés, se produisant à l'occasion de tassements ou de glissements dans le corps de l'ouvrage. Ces mouvements sont évidemment les plus à craindre dans les directions

Photo 1.

Barrage d'Escoubous (parement aval).

Escoubous Dam (downstream face).

où la sollicitation est la plus forte et la résistance la plus faible, c'est-à-dire dans le sens amont-aval. Ils se produisent surtout au moment des premières mises en charge et apparaissent sous l'aspect de véritables boursouflures de plusieurs centimètres ou même dizaines de centimètres d'amplitude, intéressant quelques dizaines ou centaines de mètres carrés. Ces boursouflures ne traduisent parfois qu'une simple désolidarisation de la surface du parement aval avec la masse de l'ouvrage, mais elles sont souvent l'écho de désordres plus importants intéressant toute la construction en profondeur, y compris le parement amont, avec fracture du masque d'étanchéité, fuites, etc.; à noter que ces fuites (pas forcément visibles, car elles peuvent se perdre dans les rocailles qui garnissent souvent le fond de ces vallées) sont d'autant plus regrettables que de tels ouvrages alimentent des chutes élevées à partir d'un bassin versant très réduit.

De toute façon, la sécurité exige que ces instabilités locales de la construction soient détectées et mesurées.

Jusqu'à présent, l'Électricité de France mettait en œuvre, pour les mesures de déformation de ces ouvrages, les procédés topographiques classiques utilisés pour les barrages en béton : mesures d'alignements par différences angulaires en crête, et intersections sur des voyants répartis sur le parement aval à 10 ou 20 m les uns des autres (*voir* à ce sujet le rapport présenté sur cette question au Symposium de Lisbonne en 1955 par MM. Nevière et Blanchet).

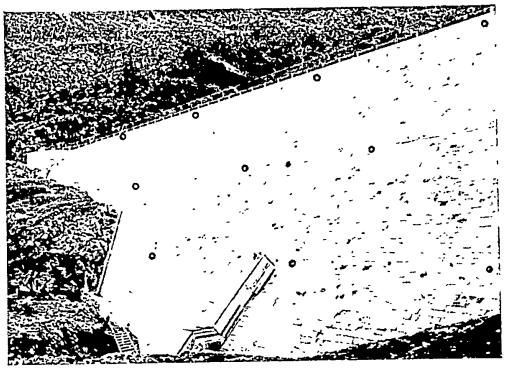


Photo 2.

Barrage d'Escoubous (parement aval, zones déformées)

Escoubous Dam (downstream face showing zones with deformations).

Ce procédé est très précis et très rapide, mais il présente un grave inconvénient : tous les points situés dans l'intervalle des repères échappent à l'auscultation. Effectivement, il est arrivé sur certains ouvrages que prennent naissance des déformations importantes, mais suffisamment localisées pour n'intéresser qu'un seul voyant ou même des zones qui en étaient totalement dépourvues, de sorte que les mesures topographiques annuelles auraient conclu à une tenue satisfaisante de l'ouvrage, alors que visiblement existaient des déformations notables.

Tel fut en particulier le cas pour le barrage d'Escoubous (dont les caractéristiques seront données plus loin).

La photo 1 donne une vue du parement aval avec, en surcharge, l'emplacement des voyants.

La photo 2 donne une vue partielle du parement aval. On distingue nettement les zones déformées.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La figure 3 donne la position des zones de boursouflures (elles ont une quinzaine de centimètres d'amplitude) et l'on voit qu'aucun des voyants en place ne peut en rendre compte.

Deux solutions à cet état de choses apparaissent :

— soit augmenter (de façon d'ailleurs rédhibitoire) la densité des voyants;

— soit trouver une autre méthode permettant l'étude de l'ensemble du parement aval et la mesure des déformations avec une précision suffisante que nous avons fixée à 10 mm.

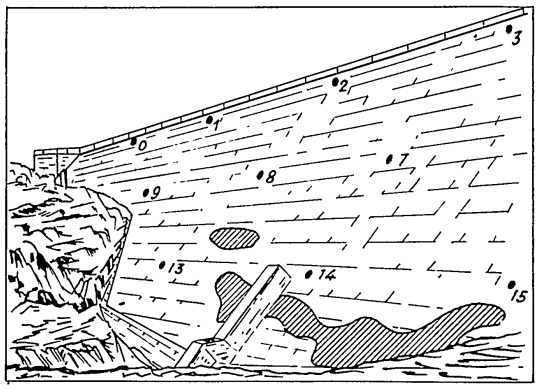


Fig. 3

Barrage d'Escoubous. Position des zones de boursouflures.

Escoubous Dam. Positions of zones of swelling

C'est dans cette optique que nous avons pensé faire appel aux possibilités de la photographie stéréoscopique terrestre à grande base, les plus grands avantages escomptés étant l'examen de la totalité de la surface, la constitution d'archives photographiques indiscutables et exploitables *a posteriori*, la simplicité et la rapidité des opérations sur le terrain.

A noter qu'un élément favorable réside dans le fait qu'on ne recherche pas des éléments absolus, mais seulement des variations.

Il est même admissible de penser que seul le déplacement *dz* horizontal (le système de coordonnées adopté pour la restitution sera défini plus loin) et perpendiculaire à l'ouvrage est intéressant, et que les composantes verticales et horizontales (parallèle à l'ouvrage) des déformations peuvent être négligées en première approximation.

Cependant, une condition préalable était nécessaire : déterminer les conditions de prise de vues requises pour que les méthodes stéréoscopiques de restitution fournissent la précision exigée pour les éloignements, étant entendu que celles pour la chambre de prise de vues, quelle qu'elle soit, doivent satisfaire aux normes habituelles du procédé.

Les conditions requises paraissaient devoir être remplies avec le matériel et les plaques utilisées par l'Institut Géographique National pour la photogrammétrie aérienne, à condition d'adapter la méthode pour la photogrammétrie terrestre.

Les Services intéressés à l'Électricité de France (Équipement et Production hydraulique) ont donc demandé le concours de l'Institut Géographique National. Le Directeur de l'Institut a bien voulu apporter son concours à E. D. F. et a chargé M. l'Ingénieur Géographe Perreau-Saussine d'étudier et de suivre la question.

L'Institut Géographique National dispose d'un personnel hautement compétent, et possède de nombreux appareils de prises de vues et de restitution. De plus, les conditions de prises de vues et de restitutions, bien que différentes, se rapprochent tout à fait des opérations nécessaires aux levés architecturaux dont l'Institut Géographique National avait déjà l'expérience.

Il fut donc décidé que les opérations seraient faites en commun, par l'Électricité de France et l'Institut Géographique National. Pour toutes les opérations dont il sera question par la suite, les travaux sur le terrain ont été effectués par des équipes mixtes comprenant des topographes des deux administrations, les prises de vues et les restitutions ont été faites par les techniciens de l'Institut Géographique qui a fourni également le matériel.

La méthode que nous proposions d'adopter est la suivante :

— Deux photographies du barrage sont prises de deux stations différentes P et P′ de façon qu'il existe une zone photographiée commune. Le couple stéréoscopique ainsi obtenu est ensuite restitué avec un appareil de premier ordre. Ayant choisi un système d'axes de coordonnées comportant comme plan de projection pour le tracé un plan vertical V parallèle à la direction du barrage, l'examen de la zone photographiée commune aux deux clichés, permet le tracé des courbes sections du barrage par des plans verticaux parallèles V et régulièrement espacées. Ces courbes matérialisent le barrage de la même façon que les courbes de niveau, en topographie, définissent le terrain.

La comparaison de deux restitutions faites à des époques différentes (à une année d'intervalle par exemple) permet de déceler et de mesurer les déplacements du barrage pour la totalité des zones restituées.

Dans l'exemple de la figure 4 une déformation est mise en évidence, et son maximum peut être localisé autour du point A.

Théoriquement donc, l'auscultation complète d'un barrage semblait

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

possible, mais il était indispensable de s'assurer par une expérience que la précision requise était bien obtenue, il fallait également mettre au point la méthode, essayer le matériel dans cette utilisation spéciale et roder les opérateurs pour éviter des pertes de temps lorsqu'on passerait à la pratique.

C'est dans ce but qu'une mission mixte E. D. F. et I. G. N. fut envoyée en mai 1956 au barrage des Grandes Pâtures (choisi à cause de sa facilité d'accès).

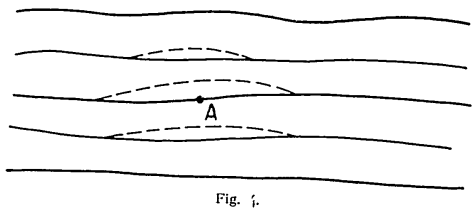


Fig. 4.

——— Courbe donnée par la restitution des couples d'une première prise de vues.

Curve resulting from the plotting of the photo pairs of a first photograph

- - - - - Courbe donnée par la restitution des couples d'une deuxième prise de vues.

Curve resulting from the plotting of the photo pairs of a second photograph.

II. — EXPÉRIENCES DE 1956 (GRANDES PÂTURES).

La mission n'a pas cherché à déterminer des couples stéréoscopiques permettant la restitution complète du barrage et s'est contentée de réaliser une prise de vues dans les conditions suivantes :

1° base parallèle au barrage (distance horizontale des stations au point le plus éloigné : 28 m);

2° base parallèle au barrage (id. : 50 m);

3° base inclinée à 30° environ sur la direction précédente, ce qui présentait l'avantage d'augmenter pour un même couple la zone restituable.

Pour mesurer la précision obtenue, le dispositif suivant a été adopté : une bâche quadrillée est étendue sur le barrage dans le champ de l'appareil de prise de vues. Une première photo est prise de chacune des deux stations. La bâche ayant ensuite subi des déformations perpendiculaires au barrage dont la valeur est mesurée exactement aux croisillons; une nouvelle prise de vue donne un deuxième couple. La position du point nodal avant des objectifs reste le même, mais les chambres sont légèrement désorientées en site et en direction.

L'appareil de restitution permet en pointant stéréoscopiquement les différents points du barrage, de mesurer leur distance au plan vertical, passant par la base PP'. C'est ce qu'on appelle l'éloignement du point.

Un certain nombre de points dits « points cotés » sont choisis sur le barrage au moment de l'exploitation de l'appareil de restitution. Le restituteur mettra en place sur l'appareil successivement chacun des deux couples et mesurera l'éloignement :

des croisillons de la bâche;
des points cotés du barrage.

Pour les croisillons de la bâche, la différence dz des éloignements obtenus dans les deux couples pour un même point doit être égale à la valeur de la déformation introduite entre les deux prises de vues; pour les points cotés du barrage, dz doit évidemment être nul.

Les résultats de la restitution montrent que la précision de 1 cm est obtenue dans les deux premières expériences. En particulier, avec les couples dont la base est distante de 28 m du sommet du barrage les erreurs sont les suivantes : maxima 1 cm, moyenne quadratique 0,6 cm. La planche I donne la restitution obtenue pour les deux couples.

Par contre, la troisième modalité (base inclinée à 30°) est à repousser (erreur maximum 2,5 cm), erreur moyenne quadratique supérieure à 1 cm).

La mise en place des couples dans l'appareil de restitution a présenté d'assez grosses difficultés : en particulier le réglage du tracé planimétrique était très long. Ces difficultés peuvent s'expliquer par les conditions un peu particulières de la restitution qui exige pour une mise en place rapide la connaissance exacte des coordonnées des points de prises de vues. Or, la précision de ces mesures a dû être de l'ordre de 1 cm, les opérateurs ne disposant que d'un matériel de fortune. Il était indispensable d'utiliser un appareil de prise de vue mieux adapté. La 5e Direction de l'Institut Géographique National a pu le construire au cours de l'hiver 1956-1957 après des études approfondies.

Pour obtenir la précision demandée et réduire au minimum le nombre de couples stéréoscopiques, les règles suivantes ont été fixées :

1° Les stations P et P' d'un même couple sont disposées de façon que PP' soit sensiblement parallèle à la direction générale du barrage choisie comme un des axes de référence. L'angle α de PP' et de cet axe, étant tel que $\operatorname{tg} \alpha < \frac{1}{100}$.

2° La différence d'altitude entre les deux stations doit être inférieure à 1/100 PP', la distance horizontale entre les stations et le sommet du barrage comprise entre 30 et 40 m.

3° Les chambres sont orientées en direction de façon que le plan vertical contenant l'axe de prise de vue passe par le point m, intersection du sommet du barrage avec le plan perpendiculaire en son milieu à la base PP' (*fig.* 5).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

4° Le site de la chambre de prise de vue (angle de l'axe optique et du plan horizontal) doit être inférieur à 10 grades).

5° La zone du barrage faisant partie du champ commun aux deux chambres comportera six repères disposés comme l'indique la figure 6. Les coordonnées de ces repères et du point nodal avant des objectifs photographiques étant connues à 2 ou 3 mm près.

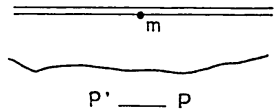


Fig. 5.

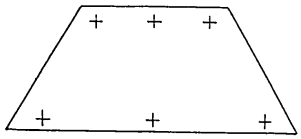


Fig. 6.

La planche I *bis* montre deux sections horizontales de la bâche avant et après déformation. Elles ont été tracées d'après les données de la planche I.

III. — OPÉRATIONS D'EXPLOITATION 1957 (EXEMPLE DU BARRAGE D'ESCOUBOUS).

Ces résultats étant acquis, il était possible de passer à des applications pratiques, en s'imposant les normes définies au paragraphe II et en utilisant le nouveau matériel, mis au point et réalisé par l'Institut Géographique National, au cours de l'hiver 1956-1957.

Au cours de l'été 1957, cinq barrages pyrénéens de haute montagne ont été photographiés, les restitutions sont terminées ou en cours. Dans ce qui suit, nous prendrons comme exemple le barrage d'Escoubous, et nous ne parlerons des autres qu'autant que les opérations ont présenté quelques particularités intéressantes, dues en général à la topographie du site à l'aval du barrage ou aux dimensions de l'ouvrage.

Les caractéristiques du barrage d'Escoubous sont les suivantes :

— hauteur maximum : 22,50 m;
— longueur au couronnement : 205 m;
— fruit amont : 0,5;
— fruit aval : 1;

— mode de construction : 34 000 m³ d'enrochements rangés, parement aval en moellons d'appareillage, parement amont maçonné et recouvert de gunite armée;

— terrain d'implantation : granite de bonne qualité, sauf sur R. D. (dépôts morainiques comblant un ancien exutoire).

IV. — OPÉRATIONS DE PRISE DE VUES ET DÉTERMINATION TOPOMÉTRIQUE DU CANEVAS D'APPUI.

Choix des axes de coordonnées.

En aval du barrage, les opérateurs disposent en général de trois repères utilisés antérieurement pour les mesures d'auscultation topographiques. Les angles et les côtes du triangle formé par ces trois points

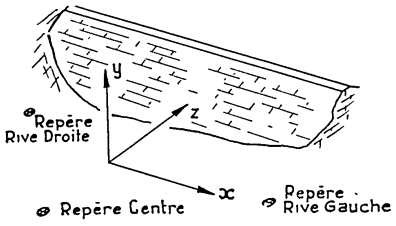


Fig. 7.

et leurs différences d'altitude sont parfaitement connus. Nous prendrons comme axes de coordonnées : Ox une horizontale parallèle au barrage comptée positivement vers la droite, Oy la verticale sens positif vers le haut, Oz l'horizontale perpendiculaire à Ox : sens positif dirigé vers l'amont (*fig.* 7 et 8).

L'origine peut être choisie arbitrairement. On prendra par exemple pour le repère rive droite : $x = 100{,}000$, $y = 100{,}000$, $z = 100{,}000$ afin d'éviter pour les points du canevas des coordonnées négatives.

Le système de référence est alors défini et il est possible d'obtenir les coordonnées des deux autres stations en orientant en RRD (repère rive droite) un théodolite de façon à lire 100,000 g, lorsque son plan de visée est parallèle à Ox.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

MATÉRIEL UTILISÉ.

La chambre métrique de prise de vues a un objectif du type périgraphe focale 150 mm, format 13 cm × 18 cm prévue pour les prises de vues aériennes et adaptée à la photogrammétrie terrestre; elle repose sur un pied de théodolite Wild T 2 par l'intermédiaire d'un dispositif comprenant une embase et une fourche (*voir* planche II, *fig.* 1). L'embase de forme circulaire comportant en son centre un écrou fileté est fixée sur le pied du Wild par l'intermédiaire de la vis verticale. Elle est donc centrée sur le fil à plomb et comprend, en outre, une contreplaque et trois taquets.

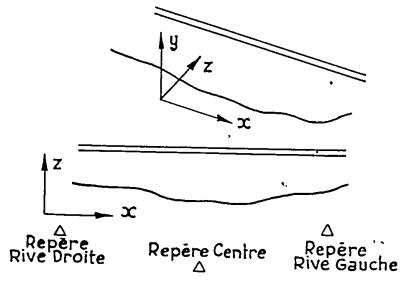


Fig. 8.

La contreplaque permet la fixation sur l'embase du théodolite Wild qui se trouve également centré sur le fil à plomb (*voir* planche II, *fig.* 3).

La fourche (planche II, *fig.* 1) comprend une base circulaire reposant sur les supports de taquets de l'embase qui l'immobilisent lorsque les vis sont serrées. En les desserrant, elle peut tourner en azimut autour de l'axe vertical, passant par son centre et celui de l'embase.

La fourche peut supporter la chambre de prise de vues par l'intermédiaire d'un axe horizontal passant par le point nodal avant N de l'objectif et réglé de façon que N soit centré sur l'axe de rotation vertical de la chambre. Ce point reste donc fixe au cours des deux mouvements en azimut et en site de la chambre de prise de vues qui peut prendre deux positions : grand axe horizontal et grand axe vertical (planche II, *fig.* 4 et 5).

Pour permettre la détermination des coordonnées du point N, une pièce spéciale dite « dispositif de matérialisation du point nodal » (planche II, *fig.* 1) remplace la chambre de prise de vues. Elle comporte un axe horizontal et une tige perpendiculaire en son milieu qu'on peut

placer verticalement (planche II, *fig.* 2). Dans cette position, son sommet est centré et à 0,060 m au-dessus de N (précision assurée 1 mm).

En résumé, ce matériel permet :

1° La prise de vues, la chambre étant fixée sur la fourche du dispositif ;

2° La détermination des coordonnées x, y, z, de N par intersection en visant des stations connues, la pièce matérialisant le point nodal ;

3° La détermination des coordonnées x et z de N par relèvement sur des points connus en utilisant le théodolite dont la hauteur de lunette est variable suivant la position des vis calantes (à 3 mm près : 6 cm au-dessus de N). La détermination de y (altitude) par relèvement est considérée comme trop imprécise.

L'embase étant une pièce unique ne comportant pas de vis calantes, il est indispensable de placer le plateau du pied de Wild sensiblement horizontal, pour être dans de bonnes conditions de prises de vues et obtenir une précision suffisante des mesures topographiques. C'est évidemment le principal défaut du matériel actuel.

CHOIX DES POINTS DE STATIONS PHOTOGRAMMÉTRIQUES ET DES REPÈRES DE BARRAGE.

La première opération consiste à reconnaître approximativement les positions de prises de vues en observant les règles définies plus haut. Un théodolite T est ensuite placé au sommet du barrage et calé de façon à lire 100,000 g en visant un point A situé à la même distance du bord.

Le plan de visée 100,000 est parallèle à O, x, y. Le théodolite ne bougera plus pendant la durée des opérations (*fig.* 9).

L'emplacement exact des stations est alors repéré en commençant par exemple à droite : un théodolite est placé à la première station P 1 et calé parallèlement à T par pointage réciproque. La station P 2 du même couple devra se trouver dans le plan matérialisé par la lecture 300,000 et à une distance convenable en fonction de l'éloignement maximum D. Un deuxième pied supportant l'embase, la fourche et la chambre de prise de vues, est alors placé en cet endroit; la hauteur réglée de façon que les deux stations soient sensiblement à la même altitude. Les points m et n sont repérés sur le sommet du barrage; n, dans le plan de visée du théodolite correspondant à la lecture 0,000; m, tel que $mn = \frac{d}{2}$.

En P 1 le théodolite est remplacé par la chambre de prise de vues munie d'un verre dépoli. Les deux chambres sont disposées suivant le grand axe horizontal. On s'assure que le site ne dépasse pas 10 grades lorsque le sommet du barrage se trouve dans le champ, sinon il faudrait opérer avec le grand axe vertical.

Les deux chambres sont dirigées en azimut, de façon à être en convergence sur m, et les six repères de barrage sont choisis comme l'indique

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

la figure 3 en vérifiant dans le verre dépoli qu'ils sont bien situés dans le champ des deux chambres.

Celles-ci sont alors remplacées par le dispositif de matérialisation du point nodal, et un repère est scellé au sol dans l'axe du fil à plomb.

Les deux stations P 3 et P 4 sont ensuite déterminées. Connaissant le champ des chambres de prise de vues, il est toujours possible de placer P 3 en un point convenable, qui peut d'ailleurs être la station gauche du premier couple. On opère de la même façon que précédemment, en s'assurant que le recouvrement de couple à couple est

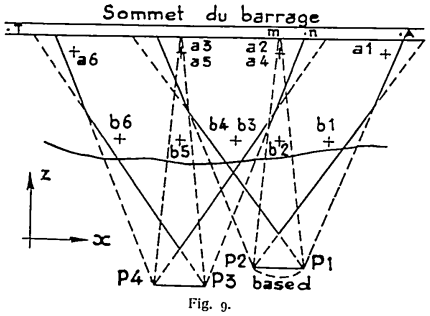


Fig. 9.

Sommet du barrage = *Crest of dam.*
Base du barrage = *Toe of dam.*

suffisant. Les stations suivantes sont ensuite choisies jusqu'à ce que le barrage soit entièrement couvert.

Le nombre de couples est variable et fonction de la longueur du barrage et des conditions de prises de vues : 4 à Grésiolles et à Escoubous, 5 aux Grandes Pâtures.

Les difficultés qui peuvent se présenter proviennent des deux obligations suivantes :

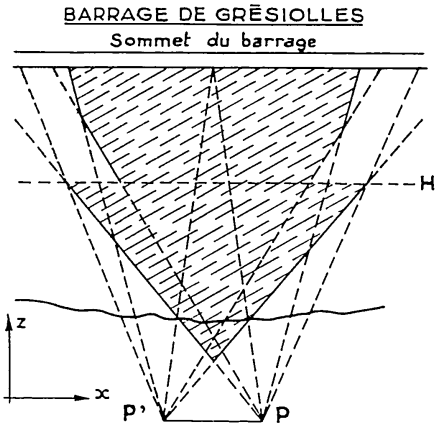
1° Altitude des stations d'un même couple sensiblement les mêmes;

2° Site des chambres de prises de vues inférieur à 10 grades, ce qui a obligé les opérateurs à prendre deux couples pour deux stations du barrage de Grézioles : l'un le grand axe vertical en vue de la restitution du sommet du barrage, le second, le grand axe horizontal pour le levé de la partie inférieure. La figure 10 indique la zone couverte par les deux couples.

La planche III reproduit le plan d'implantation du barrage d'Escoubous. Les quatre couples stéréoscopiques sont les suivants : P 1 et P 2,

P 2 et P 3, P 3 et P 4, P 5 et P 6. La planche IV donne deux exemples de photographies montées en stéréo (pour le barrage d'Escoubous).

On peut remarquer que P 3-P 4 est une base très courte. La restitution des points éloignés manquerait donc de précision, mais ce couple est destiné seulement à la détermination des points rapprochés. Le sommet du barrage est couvert en effet, soit par P 2-P 3, soit par P 5-P 6 (*fig.* 11).



Surface couverte par les deux couples.
H représente la limite du champ du couple pris avec grand axe horizontal

Fig. 10.

Barrage de Grésiolles.
Grésiolles Dam.

Sommet du barrage = *Crest of dam.*

Surface couverte par les deux couples.
Surface covered by the two photo-pairs.

H représente la limite du champ du couple pris avec grand axe horizontal.
H *represents the limit of the field of the photo-pairs with the large axis horizontal.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

DÉTERMINATION DES COORDONNÉES DES STATIONS PHOTOS ET DES REPÈRES.

Des stations de base (Δ sur la planche III), on vise en direction et en nivellement les repères du barrage et les points de prises de vues (pour ces derniers : visées altimétriques sur le sommet du dispositif et le repère au sol). Il est préférable de stationner quelques points de

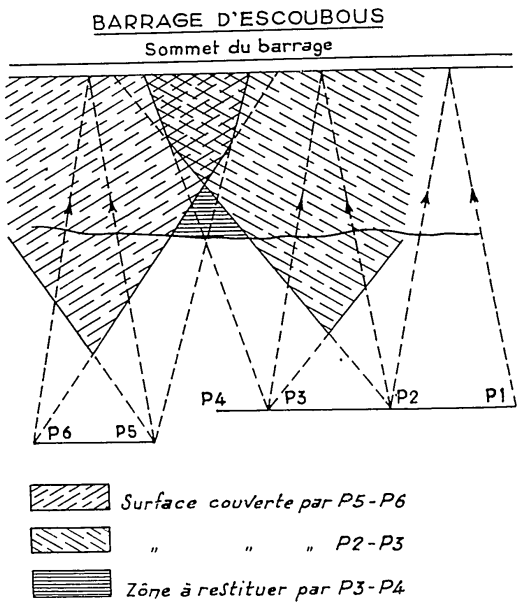


Fig. 11.

Barrage d'Escoubous.
Escoubous Dam.

Sommet du barrage = *Crest of dam.*
Surface couverte par P 5-P 6 = *Surface covered by camera* P 5 *and camera* P 6.
Surface couverte par P 2-P 3 = *Surface covered by camera* P 2 *and camera* P 3.
Zone à restituer par P 3-P 4 = *Zone to be plotted by cameras* P 3 *and* P 4.

prise de vues (ce fut le cas à Escoubous pour P 3, P 1, P 5) et souvent un point supplémentaire pour obtenir un meilleur recoupement.

Chaque point est calculé individuellement par détermination graphique à l'échelle de 1/1 après détermination d'un point approché, l'altimétrie par la méthode du nivellement géodésique.

L'ordre du calcul à Escoubous a été le suivant : P 3, P 1, P 5, les trois autres stations photos et enfin les repères de barrage.

Les résultats ont été excellents, car malgré la grandeur de l'échelle, les différentes visées d'intersection et, éventuellement, les segments, sont à peu près concourants. On peut estimer à 2 mm l'erreur maximum des coordonnées obtenues pour les différents points du barrage d'Escoubous.

La prise de vues doit être faite dans de bonnes conditions d'éclairage et les opérateurs choisiront une heure convenable qui dépend évidemment de l'orientation du barrage.

V. — OPÉRATIONS AU COURS D'UNE OPÉRATION ULTÉRIEURE.

Elles seront alors très simplifiées et se limiteront à la détermination de l'altitude des points de station photo et des coordonnées des repères du barrage qui ont pu être modifiées si des déformations se sont produites à proximité de leur emplacement.

Les dispositifs photo seront centrés sur les repères au sol posés précédemment. Leurs coordonnées planimétriques resteront les mêmes, mais il est évidemment impossible de placer N (point nodal) exactement à la même altitude qu'auparavant, du moins avec le matériel actuel. Il suffira d'ailleurs généralement de stationner les points de base avec un théodolite dont l'altitude sera déterminée par des visées sur les repères au sol des stations photo. Les repères du barrage seront visés en direction et nivellement, les points nodaux N en nivellement seulement.

Les coordonnées x et z des repères du barrage seront calculées par la méthode différentielle employée actuellement par E. D. F. (*voir* préface de ce rapport).

Les opérations sur le terrain seront assez rapides, on peut estimer leur durée à deux jours au maximum en travaillant avec deux équipes (dans de très bonnes conditions une journée entière pourra être suffisante).

VI. — AMÉLIORATIONS ENVISAGÉES.

Le matériel à transporter est lourd et encombrant (en particulier 10 pieds de Wild sont nécessaires), ce qui représente un inconvénient assez sérieux, car les barrages en enrochement sont en général difficiles d'accès.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Aussi envisageons-nous pour les auscultations sur de nouveaux barrages en enrochement de remplacer les repères au sol des stations photo par des piliers en béton munis à leur partie supérieure d'un socle en bronze pourvu d'un dispositif de centrage (système : trait, point, plan). Le support des chambres sera également modifié, il sera muni de vis calantes et il pourra reposer directement sur les socles des piliers (L'Institut Géographique National envisage de procéder à la modification du matériel pendant l'hiver 1957-1958.)

Les avantages seront les suivants

— Plus grande facilité pour placer les objectifs à des hauteurs différentes du sol, donc d'amener les points nodaux d'un même couple à la même altitude, d'où plus grande souplesse dans le choix initial des stations.

— Altitude des prises de vues fixes. Les opérations topographiques au cours des opérations qui suivent l'opération initiale, se réduiront à la détermination des coordonnées des repères du barrage. (On supprimera ainsi les erreurs ou imperfections provenant d'un défaut de centrage des chambres sur les repères au sol et celles résultant de la détermination de l'altitude du point nodal.)

— Réduction considérable du matériel à transporter et mises en station pratiquement instantanées, d'où un gain de temps très appréciable.

De plus, pour les futurs barrages, les repères de l'ouvrage seront d'un type étudié spécialement pour cette utilisation.

VII. — DÉPOUILLEMENT. SIMPLIFICATIONS POSSIBLES.

Ainsi que nous l'avons indiqué précédemment la restitution donne, en définitive, des courbes en z (éloignements).

Dans l'annexe I, nous exposons les méthodes et décrivons le matériel utilisé pour le dépouillement des auscultations photogrammétriques. Ces méthodes et ce matériel correspondent aux normes françaises en matière de photogrammétrie de haute précision.

La planche VI donne la restitution complète (faite à l'échelle du 1/50e) du barrage d'Escoubous, et la planche VII des coupes par des plans verticaux perpendiculaires au barrage mettent en évidence les déformations de l'ouvrage depuis le début.

Nous croyons que tout appareil de restitution dit de premier ordre donnerait des précisions du même ordre, à la condition d'adapter la méthode opératoire au type d'appareil utilisé, mais nous croyons aussi qu'un appareil de ce type (premier ordre) est nécessaire pour résoudre le problème dans les tolérances imposées.

Il est indéniable que la mise en place des couples et le tracé des courbes constituent une opération relativement longue et, par suite, onéreuse (à titre d'indication, la restitution du barrage d'Escoubous

a demandé une semaine avec, il est vrai, un personnel restituteur peu habitué à ce procédé de restitution).

Mais l'auscultation d'un barrage consiste à déceler les déformations et à les mesurer là où elles existent. Si nous admettons que par un procédé quelconque on puisse déterminer exactement les zones où des déplacements se sont produits, il suffirait de tracer les courbes pour ces zones à l'exclusion du reste de l'ouvrage, ce qui limiterait considérablement la durée de la restitution.

L'Institut Géographique National doit donc étudier un procédé consistant à photographier le barrage, l'axe optique incliné à 45° sur sa direction générale. L'examen stéréo de deux clichés pris d'un même point, dans les mêmes conditions au cours de deux auscultations donne-

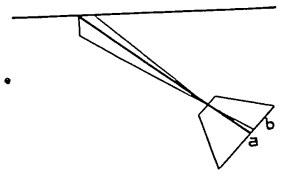


Fig. 12.

rait pour une zone déformée une sensation de relief provenant de la parallaxe horizontale *ab* (*fig.* 12).

Si ΔH représente la différence d'altitude des points nodaux entre les deux prises de vues, ayant choisi pour le calage des chambres une direction origine correspondant à la direction moyenne des axes de prise de vues, les deux clichés seront introduits dans l'appareil de restitution avec

$$Bx = 0. \qquad By = \frac{1}{E}\Delta H. \qquad Bz = 0.$$

La connaissance des coordonnées des points de station et des repères de barrages figurant dans le champ, permet l'orientation des chambres par le procédé habituel (*fig.* 13).

Normalement, il y aura contact stéréoscopique du ballonnet sur le barrage $\left(\text{avec } Z = \frac{1}{E} D\right)$ mais pour les zones déformées, il faudra agir sur le Bx pour maintenir le contact. La valeur d de la déformation étant

$$d = \frac{D}{Z} \frac{Bx}{\sin z},$$

$$d = E \frac{Bx}{\sin z}.$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

En réalité, les mesures de α seront toujours approximatives et les résultats ne pourront être quantitatifs mais seulement qualitatifs.

Actuellement, il s'agit de contrôler si ce procédé peut déceler une déformation de 1 cm. Des couples permettant ce contrôle ont été pris au barrage des Grandes Pâtures, mais n'ont pas encore été exploités.

D'après d'autres essais que nous avons faits à Paris en nous plaçant dans les mêmes conditions d'éloignement que pour un barrage, ce procédé de détection semble devoir donner des résultats satisfaisants. Ainsi les opérations de restitution pourront être convenablement allégées et même supprimées si aucune déformation notable n'est détectée.

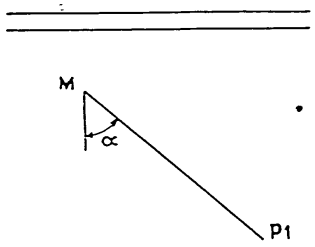


Fig. 13.

Par contre, nous ne pensons pas possible de supprimer la détermination topographique de la totalité des voyants du barrage, au moment des prises de vues. Il faudrait, en effet, étudier sur place les photos obliques et le temps passé au développement, à l'étude des clichés serait à peu près équivalent à celui employé aux déterminations topographiques totales qui ne représentent d'ailleurs qu'une faible partie du temps consacré à l'ensemble d'une auscultation.

ANNEXE I.

Restitution.

Pour toutes les opérations de restitution, nous avons utilisé l'appareil Poivilliers type B.

Description sommaire de l'appareil Poivilliers.

a. Système optique. — Les clichés d'un même couple sont disposés sur les cadres de deux chambres de restitution identiques au point de vue optique à la chambre de vues : deux lunettes pivotant autour

d'axes horizontaux h 1-h' 1 et h 2-h' 2 passant par les points nodaux N 1 et N 2 des chambres, permettent l'examen des clichés. Les chambres de restitution tournent autour de deux axes verticaux V 1-V' 1 et V 2-V' 2 passant par N 1 et N 2. Les deux mouvements solidaires du système mécanique sont commandés par deux manivelles : manivelle des x (mouvements en azimut), manivelle des y (lunettes pivotantes).

A chaque position de la chambre et de la lunette correspond une lecture angulaire en α (azimut) et en i (site). Le système optique fonctionne donc comme l'ensemble de deux théodolites.

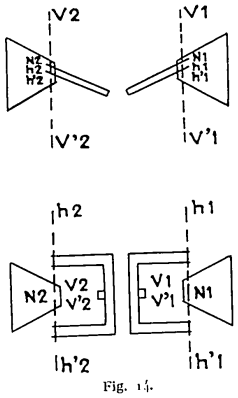


Fig. 14.

Pour assurer la mise en place des couples en donnant aux chambres des positions analogues à celles des chambres de prise de vues, chacune d'entre elles peut subir trois mouvements de rotation indépendants du système mécanique et ne modifiant pas les lectures en α et i : en convergence, en site et en déversement (rotation autour de l'axe optique).

L'examen stéréo est assuré par la présence dans le champ de chaque lunette d'un ballonnet situé dans un plan où se forme l'image du cliché (*fig.* 14).

b. Système mécanique. — Nous reprendrons la figure de l'espace au moment de la prise de vue. Par P 2 nous mènerons trois axes de coordonnées parallèles aux axes de référence; M, un point photographié dans les deux couples. Les coordonnées de M sont (*fig.* 15) :

$$x = m'\mathrm{M},$$
$$y = m\mathrm{M}$$
$$z = m''m',$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

les composantes de la base :

$$Bx = P_1 P'_1$$
$$By = P'_1 P_2$$
$$Bz = P_1 P_2$$

Le système mécanique de l'appareil Poivilliers est rapporté à trois axes de coordonnées qui, après la mise en place des couples, doivent

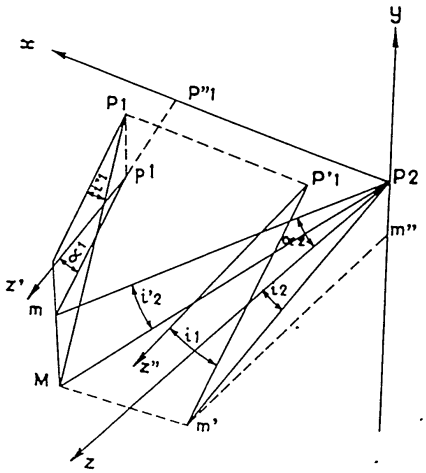


Fig. 15.

être parallèles aux axes de référence de la prise de vues (*fig.* 16). Des règles I 1, I 2, I' 2, I' 1 assujetties à se déplacer dans deux plans horizontaux superposés matérialisent la projection des rayons lumineux sur les plans xOz et yOz et pivotent autour de points fixes :

S 1 et S 2 (appartenant aux axes V 1-V' 1 et V 2-V' 2) pour I 1 et I 2;
S' 1 et S' 2 pour I' 1 et I' 2.
S 1-S 2 = B, S' 1-S' 2 = B'.

Un pont parallèle à S 1 et S 2 et à S' 1 et S' 2 se déplace parallèlement à lui-même. Son mouvement est commandé par une pédale

(pédale des z) et sa distance Z à S 1-S 2 correspond à l'éloignement Z du point M.

Deux chariots C et C' peuvent coulisser sur le pont. Chacun d'eux comprend un point μ (pour C), μ' (pour C') entraînés par le déplacement du pont et les mouvements des chariots. Les positions de μ et μ' définissent les coordonnées du point : restitution de M (coordonnées de μ : X, Z, de μ' : Y, Z), trois règles permettent la lecture de X, Y, Z.

C 1 porte deux galets m 1 et m 2 mobiles sur le chariot perpendi-

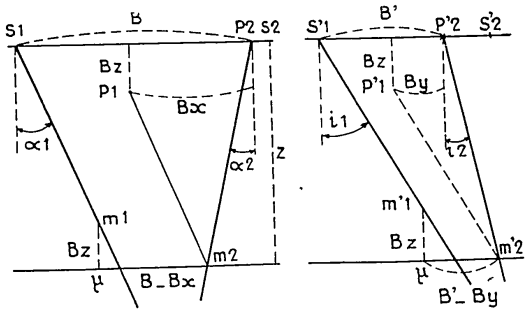


Fig. 16.

culairement et parallèlement et à S 1-S 2. Les galets sont immobilisés de façon que

$$\mu m_2 = B - Bx. \qquad \mu m_1 = Bz.$$

même disposition pour le chariot C 2 :

$$\mu' m'_2 = B' - By. \qquad \mu m'_1 = Bz.$$

Une fois inscrites les valeurs de Bx, By, Bz, les triangles rectangles $\mu m_1 m_2$, $\mu' m'_1 m'_2$ restent fixes. Les règles I 1 et I 2 s'appuient sur les galets m 1 et m 2, I' 1 et I' 2 sur m' 1 et m' 2 et commandent respectivement la rotation des chambres en azimut et le mouvement de la lunette pivotante par l'intermédiaire d'un relais transformant l'angle i des règles en i' tel que $\operatorname{tg} i' = \operatorname{tg} i \cos \alpha$.

Le tracé est obtenu sur une mappe par l'intermédiaire d'un coordinatographe comportant un pont assujetti à se déplacer parallèlement à lui-même et un chariot coulissant sur le pont portant, soit un crayon traceur, soit une lunette à axe vertical pour la mise à l'échelle.

Le mouvement du chariot du coordinatographe est transmis par C 1,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

celui du pont par C 2. C 1 et C 2 sont eux-mêmes commandés par les manivelles des x et des y (*fig.* 17).

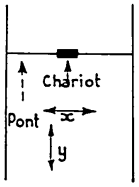


Fig. 17.
x, Chariot = *Carriage.*
y, Pont = *Mobile bridge.*

MISE EN PLACE D'UN COUPLE DANS UN CAS GÉNÉRAL.

Cette opération comprend :

a. Formation de l'image plastique consistant à régler les différents éléments : convergence, site, déversement des deux chambres, Bx, By, Bz, de façon que les rayons homologues des deux faisceaux perspectifs soient concourants.

L'objet photographié est reconstitué mais occupe une position quelconque par rapport aux axes de coordonnées de l'appareil.

b. Mise à l'échelle. — Bx, By, Bz sont déterminés pour que l'image plastique soit à l'échelle choisie $\frac{1}{E}$.

c. Basculement. — L'image plastique après basculement aura, par rapport au plan des XY de l'appareil, une position analogue à celle de l'objet photographié par rapport au plan des xy. Cette opération comporte le basculement en x (variation de $d\,0$ de la convergence des chambres associée à une modification du Bz de $Bx\,d\,0$ et le basculement en y (variation du site des deux chambres d'un angle di).

MISE EN PLACE D'UN COUPLE EN VUE DE LA RESTITUTION DES BARRAGES.

Tracé. — Dans ces cas, le problème est simplifié, car connaissant les coordonnées des points de station photos et des repères de barrages, nous avons tous les éléments permettant la mise en place rapide et les différentes opérations décrites plus haut peuvent avoir lieu simultanément.

Un calcul préliminaire est nécessaire, consistant à déterminer pour chaque repère M les gisements $g\,1$ et $g\,2$ des directions joignant P 1 et P 2 au point M et les angles S 1 et S 2 de ces droits avec le plan horizontal. On en déduit des angles α et i' appelés éléments de calage

des chambres (1) :

$$\alpha_{t1} = 400 - g\,1 \qquad i'_{t1} = -\,S\,1.$$
$$\alpha_{t2} = 400 - g\,2 \qquad i'_{t2} = -\,S\,2.$$

a. Calage des chambres. — Nous prendrons l'exemple, pour le couple P 2-P 3, du calage de la chambre P 2. Celui-ci est assuré lorsque, pointant monoculairement les repères, on obtient en azimut et en site les lectures α_t et i'_t calculées précédemment.

Ce résultat sera obtenu en réglant convenablement le site, le déversement et la convergence de la chambre (*fig.* 18).

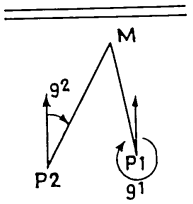


Fig. 18.

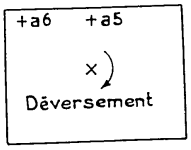


Fig. 19.

Déversement = *Plan rotation of plate.*

Il suffit de deux repères pour assurer ce réglage. Nous choisirons les points $a\,5$ et $a\,6$ dont les éléments de calage sont (*fig.* 19) :

$$\alpha_{t5} = 8^{c},555 \qquad i'_{t5} = 372^{c},168.$$
$$\alpha_{t6} = 336^{c},243, \qquad i'_{t6} = 375^{c}\,367.$$

Ces points présentent l'avantage suivant : l'effet du déversement est nul sur la lecture en i' pour $a\,5$ et maxima pour $a\,6$. Cela permet de régler successivement le site de façon que pour $a\,5$, $i' = 372{,}168$ et le déversement (lecture $i'\,6 = 375{,}367$). La chambre est ensuite calée en azimut de façon à lire : 8,555 en pointant $a\,5$.

(1) Les indices t indiquent les valeurs théoriques.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Même opération pour la chambre P 3.

Tous les repères de barrage sont pointés monoculairement au moyen des deux manivelles : le Tableau 1 de la planche V donne les écarts entre les lectures α et i et leur valeur théorique, écart qui dépasse rarement 1′ (maximum 1′ 5 pour b 4) dans les deux chambres.

Ces différences peuvent provenir, soit d'un défaut d'appairage des chambres (qui ne seraient pas rigoureusement semblables au point de vue optique aux chambres de prises de vues), soit d'une erreur dans la détermination des coordonnées des repères.

En ce qui concerne le point b 4 qui n'occupe pas la même position dans les deux clichés, l'écart de 1′ 5 en site pour les deux chambres semble plutôt indiquer une erreur de coordonnées qui serait de l'ordre de 3,5 mm, ce qui, pour un point isolé, est encore très acceptable.

b. Inscription du Bx, *du* By, *du* Bz. — L'échelle de l'image plastique doit être $\frac{1}{E} = \frac{1}{100}$.

On inscrit à l'appareil Poivilliers :

$$Bx = \frac{1}{100}(x_{P_1} - x_{P_2}),$$

$$By = \frac{1}{100}(y_{P_1} - y_{P_2}),$$

$$Bz = \frac{1}{100}(z_{P_1} - z_{P_2}).$$

VÉRIFICATION DE LA MISE EN PLACE DU COUPLE.

a. Image plastique. — Il ne doit subsister aucune parallaxe verticale. Pour les quatre couples du barrage d'Escoubous, l'image plastique était parfaitement formée et aucune correction n'a été apportée.

b. Mise à l'échelle. — La distance de deux repères reconstituée à l'appareil Poivilliers doit être égale au 1/100e de la distance réelle de ces points.

Pour le vérifier les quatre points a 4, a 6, b 4, b 6 (couple P 2-P 3) sont pointés stéréoscopiquement et les lectures X, Y, Z, correspondantes, sont notées. On doit avoir :

$$\sqrt{(X_{A6} - X_{B1})^2 + (Y_{A6} - Y_{B1})^2 + (Z_{A6} - Z_{B1})^2}$$
$$= \frac{1}{100}\sqrt{(x_{A6} - x_{B1})^2 + (y_{A6} - y_{B1})^2 + (z_{A6} - z_{B1})^2},$$

$$\sqrt{(X_{A1} - X_{B6})^2 + (Y_{A1} - Y_{B6})^2 + (Z_{A1} - Z_{B6})^2}$$
$$= \frac{1}{100}\sqrt{(x_{A1} - x_{B6})^2 + (y_{A1} - y_{B6})^2 + (z_{A1} - z_{B6})^2}.$$

Ces égalités sont vérifiées à 2 ou 3/100e de millimètre, ce qui correspond à 2 ou 3 mm réels.

Le coordinatographe est ensuite branché avec agrandissement 2. On oriente sur la table une mappe reproduisant à l'échelle du 1/50e la projection sur le plan des xy des différents repères de barrage. Lorsqu'on les pointe, la position du crayon traceur correspond au 1/10e de millimètre (erreur graphique) avec les points piqués, ce qui vérifie la perfection de la mise à l'échelle.

c. Basculement. — Après avoir pointé stéréoscopiquement chacun des repères et noté la lecture Z de l'éloignement, on forme la différence

$$\Delta Z = Z - \frac{z}{100}.$$

Cette quantité devrait rester la même pour tous les points (*fig* 20).

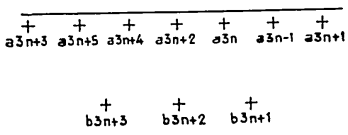


Fig. 20.

Pour le couple Pn, Pn + 1, nous avons en général sept repères dans le haut (en raison du débordement de couple à couple), et trois dans le bas. Pour les quatre couples d'Escoubous, nous obtenons trois groupements de points ayant le même ΔZ à quelques 1/100e de millimètre près.

1° pour les cinq points du haut :

$$a_{3n-1},\ a_{3n},\ a_{3n+2},\ a_{3n+4},\ a_{3n+5} : \Delta Zm;$$

2° pour les deux points du haut extrêmes

$$a_{3n+1}\quad a_{3n+3} : \Delta ZE,$$

3° pour les trois points du bas extrêmes :

$$b_{3n+1},\ b_{3n+2},\ b_{3n+3} : \Delta ZB.$$

Ces résultats montrent que le basculement en x est parfaitement assuré. Le Tableau 2 de la planche V indique les différences

$$\delta_1 = \Delta Zm - \Delta ZE \qquad \text{et} \qquad \delta_2 = \Delta Zm - \Delta ZB,$$

obtenues pour les quatre couples.

L'écart δ_1 ne présente pas d'inconvénients. Il suffira de limiter la restitution du quadrilatère b_{3n+1}, a_{3n-1}, a_{3n+5}, b_{3n+3}, le recouvrement de couple à couple étant largement assuré dans le haut du barrage.

La différence δ_2 pourrait indiquer une erreur de basculement en y. En réalité, le systématisme observé (bien que δ_2 ne soit pas rigoureu-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

sement constant) et la certitude que les éléments de réglage inscrits à l'appareil Poivilliers sont corrects, prouve que cette discordance doit être attribuée à un défaut d'appairage des chambres de restitution.

Deux solutions sont possibles pour obtenir un tracé exact.

1° Basculer en y en modifiant d'une quantité convenable l'angle de site des deux chambres. On assure ainsi l'égalité des quantités Δ_z des points du haut et du bas. Une courbe quelconque correspondant à l'éloignement z sera tracée en inscrivant au pont des éloignements (*fig.* 21)

$$Z = \frac{z}{100} + \Delta z.$$

Mais comme le montre la figure, l'échelle de la projection sur le plan

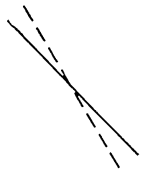


Fig. 21

——— Profil du barrage avant basculement.
- - - - - - Profil du barrage après basculement.

Profile of dam before displacement.
Profile of dam after displacement.

des xy sera augmentée, le coordinatographe étant réglé sur les points du haut, un décalage P sera constaté sur les repères b.

Si n est le nombre de courbes à tracer, on commencera par la restitution du sommet du barrage après avoir assuré la mise à l'échelle sur les repères a. Après le tracé de la première courbe, on décalera pour chacune d'entre elles le point du coordinatographe de la quantité $\frac{P}{n}$.

Cette solution a été adoptée pour la restitution des couples d'essai du barrage des Grandes Pâtures, et le couple P 1-P 2 d'Escoubous (dans ce dernier cas, P = 1 mm).

2° Il semble préférable de ne rien modifier aux éléments de réglage du couple et de considérer Δz comme fonction linéaire de z :

$$\Delta z = \Delta z_M \frac{z - z_B}{z_M - z_B} + \Delta z_B \frac{z - z_M}{z_M - z_B}$$

$$= \frac{\Delta z_M - \Delta z_B}{z_M - z_B} z + \frac{\Delta z_B z_M - z_B \Delta z_M}{z_M - z_B}.$$

Pour tracer la courbe correspondant à l'éloignement, on inscrira au pont :

$$z = \left| \frac{\Delta z_M - \Delta z_B}{z_M - z_B} + \frac{1}{100} \right| z - \frac{(z_M \Delta z_B) - (z_B \Delta z_M)}{z_M - z_B}.$$

Cette solution permet un tracé plus rapide, sans doute plus exact, et a été utilisé dans la restitution des couples P 2-P 3, P 3-P 4, P 5-P 6 d'Escoubous.

Résultats de la restitution du barrage d'Escoubous.

Les planches donnent une reproduction du barrage d'Escoubous. Les déformations sont très nettes et mises plus particulièrement en évidence sur les coupes section du barrage par des plans parallèles à yOz.

Pour contrôler la précision des résultats obtenus, un certain nombre de points ont été choisis le long des raccords des couples et pointés chaque fois stéréoscopiquement. Les différences des éloignements déterminés par les deux solutions ci-dessus n'excèdent jamais 5 mm. Ces résultats justifient les deux procédés utilisés pour le tracé des courbes qui, d'ailleurs, raccordent parfaitement en limite de deux couples et montrent que la précision de 1 cm est assurée.

RÉSUMÉ.

Les procédés topographiques employés normalement par l'Électricité de France pour l'auscultation des ouvrages en béton conviennent mal aux barrages en enrochement. Pour ces derniers, il est nécessaire d'avoir une auscultation de l'ensemble du parement aval, aussi a-t-on fait appel à la photogrammétrie stéréoscopique terrestre à grande base pour atteindre ce but.

Le paragraphe II expose les essais effectués en vue de la mise au point des appareils et des méthodes.

Le paragraphe III, les opérations d'exploitation effectuées en 1957.

Le paragraphe IV, le matériel employé, ainsi que les opérations sur le terrain.

Les paragraphes V, VI et VII, les améliorations et simplifications prévues pour les opérations ultérieures.

L'Annexe I la technique employée pour la restitution dans ce cas. un peu particulier, ainsi que la description du matériel utilisé.

SUMMARY.

The topographical methods usually employed by Électricité de France for surveying concrete structures are unsuitable for rockfill dams, which require a general topographical survey of the downstream face. It was

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

found that stereophotogrammetry from the ground by two widely separated cameras was the most suitable method for the purpose.

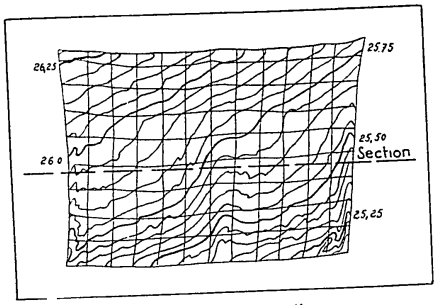
Paragraph II gives an account of the tests carried out for perfecting the instruments and the methods.

Paragraph III relates the surveys carried out in 1957.

Paragraph IV describes the equipment used and the field operations.

Paragraphs V, VI and VII give an account of future improvements and simplifications.

Appendix I : The technique used, in a somewhat special case, for plotting the survey, together with a description of the equipment used.

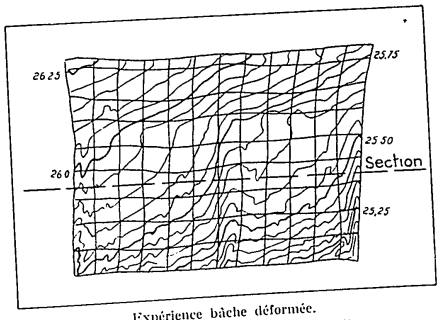


Expérience avant déformation.
Experiment before deformation.

Échelle de la restitution : 3/200.
Scale of plotted map : 3/200.

0 1 m 2 m

Équidistance des courbes : 0,05 m.
Distance between curves : 0.05 m.



Expérience bâche déformée.
Experiment after deformation of tarpaulin.

Planche I.
Restitution photogrammétrique d'une bâche avant et après déformation.

Plate I
Stereophotogrammetrical plotting of tarpaulin before and after deformation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

SECTION DE LA BACHE
PAR UN PLAN HORIZONTAL
AVANT ET APRÈS DÉFORMATION

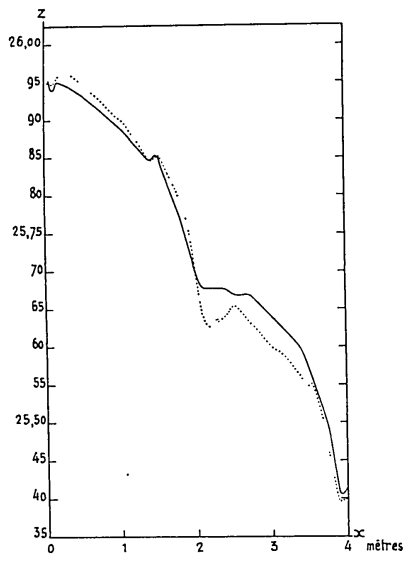


Planche I *bis*.

Section de la bâche par un plan horizontal avant et après déformation.

Plate I bis.

Horizontal cross-section of tarpaulin before and after deformation.

———— Profil de la bâche avant déformation.
Profile of tarpaulin before deformation.

– – – – – – Profil de la bâche après déformation.
Profile of tarpaulin after deformation.

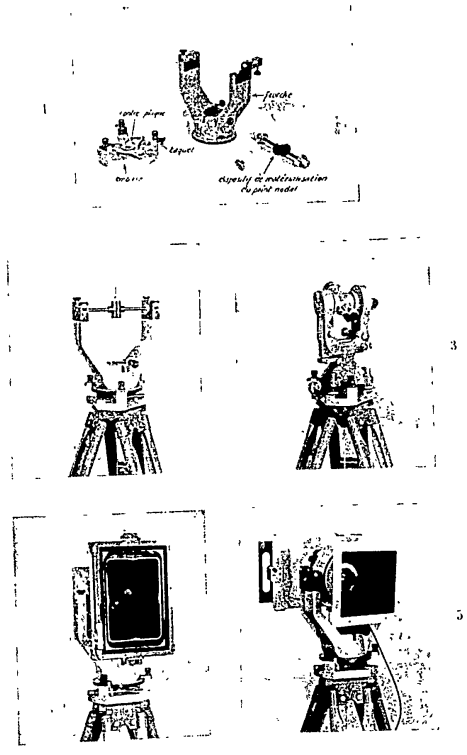


Planche II.

Matériel de prise de vues.

Plate II

Photographic Equipment.

Contreplaque = *Anchor plate*
Embase = *Base plate.*
Taquet = *Sliding runner.*
Fourche = *Forked frame*
Dispositif de matérialisation du point nodal = *Device for showing nodal point.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

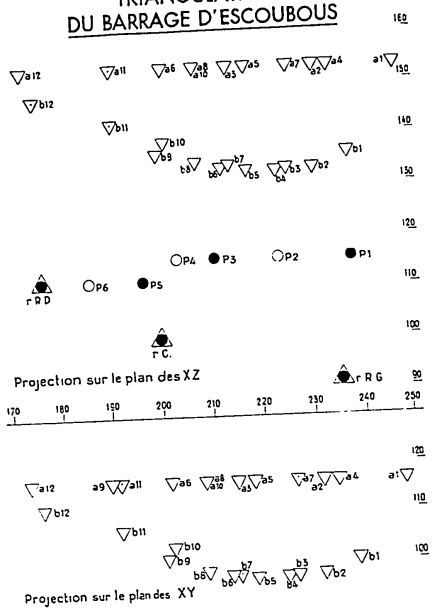


Planche III.
Triangulation du barrage d'Escoubous.

Plate III.
Triangulation of Escoubous dam.

Projection sur le plan des XZ = *Plane projection of XZ points.*

Projection sur le plan des XY = *Plane projection of XY points.*

△ Repères E. D. F. = *E. D. F. benchmarks*

▽ Repères du barrage = *Dam benchmarks.*

○ Stations photos = *Points from which photographs were taken.*

● Points stationnés au théodolite = *Points at which theodolites were placed*

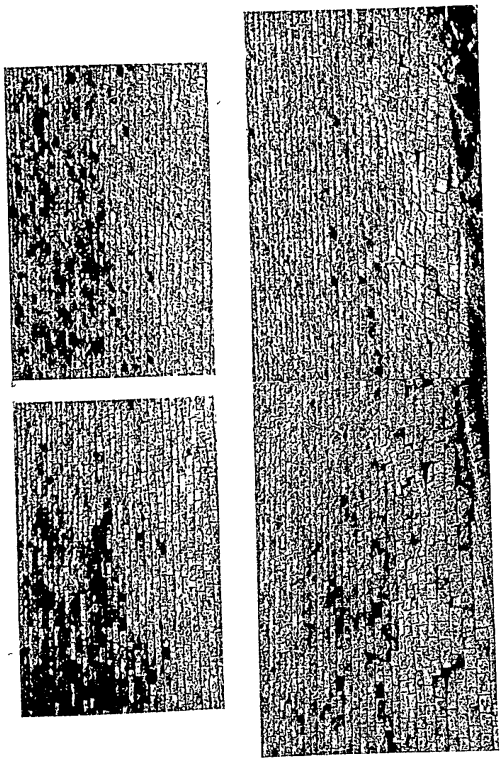


Planche IV.
Barrage d'Escoubous. Exemple de couple photographique monté en stéréo.

Plate IV.
Escoubous Dam. Example of mounted stereoscopic photo-pair.

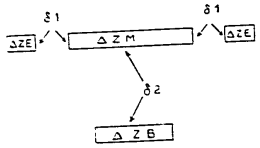
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 1

	Points	a 6	a 8 10	a 3	a 5	a 7	a 2	a 4	b 6	b 5	b 4
Photo 3 (vert. à P 2) Chambre droite	lecture i' appt	375 312	373 885	372 665	312 110	371 876	372 295	372 678	4.428	7.815	7.717
	i t	375,361	373,818	372,663	372,168	371,874	372,294	372 677	4 430	7.826	7 703
	ecart en i'	+0,5	+0.7	+0 2	+0,2	+0 2	+0.1	+0.1	−0,2	−1 1	+1.4
	lecture x appt	33,265	24,120	14.644	2.853	395,516	383,632	380 971	35,156	19,836	397,796
	x t	33 243	24,117	14 640	2.853	395 512	383,631	380,978	35 162	19 903	397 782
	ecart en x	+0 2	+0 3	−0.2	0,0	+0.4	+0.1	−0,7	−0 6	−0,7	+1.4
Photo 4 (vert. à P 3) Chambre gauche	lecture i' appt	375,090	374,368	374,305	374,543	375,703	376,979	377,661	8,083	10,109	8,112
	i t theorique	375,030	374,364	374,301	374,543	375,703	376,979	377,663	8,091	10.117	8,058
	ecart en i'	0,0	+0,4	+0 4	0,0	−0,2	0 0	−0,2	−0 8	−0.8	+1.4
	lecture x appt	19,746	9,251	397,913	391,631	379,445	371,118	367,476	399,626	379,715	362,399
	x t theorique	19,748	9,247	397,915	391,631	379,440	371,121	367,478	399,618	379,712	362 383
	ecart en x	−0 2	+0.4	−0,2	0 0	+0,5	−0,3	−0,2	+0,8	+0 7	+0 6

TABLEAU 2



couple P1 P2

Δ ZE = + 0,06 ΔZM = 0 00

ΔZB = − 0 06

δ1 = 0,06 δ2 = 0 06

couple P2 P3

Δ ZE = + 0,12 ΔZM = +0,02

ΔZB = − 0 07

δ1 = 0,10 δ2 = 0 09

couple P3 P4

Δ ZE = -0 08 ΔZM = -0 02

ΔZB = - 0 05

δ1 = -0 68 δ2 = 0,07

couple P5 P6

ΔZE = 0,06 ΔZM = 0 15

ΔZB = − 0 25

δ1 = 0 09 δ2 = 0 10

Planche V.
Plate V.

Tableau 1 = *Table 1*

Points = *Points observed* — Photo 3 (correspondant à P 2). Chambre droite = *Photo 3 (corresponding to P 2) Right camera.* — Lecture i' apparent = *Apparent reading of i'.* — Écart en i' = *Remainder i'* — i' t. — Lecture x apparent = *Apparent reading of x.* — Écart en x = *Remainder x* — xt — Photo 4 (correspondant à P 3). Chambre gauche = *Photo 4 (corresponding to P 3). Left camera.* — Lecture t apparent = *Apparent reading of t* — i' t theorique = *Theoretical i t* — Écart en i' = *Remainder apparent i'* — i' t. — Lecture x apparent = *Apparent reading of x.* — xt theorique = *Theoretical xt* — Écart en x = *Remainder apparent x-theoretical*

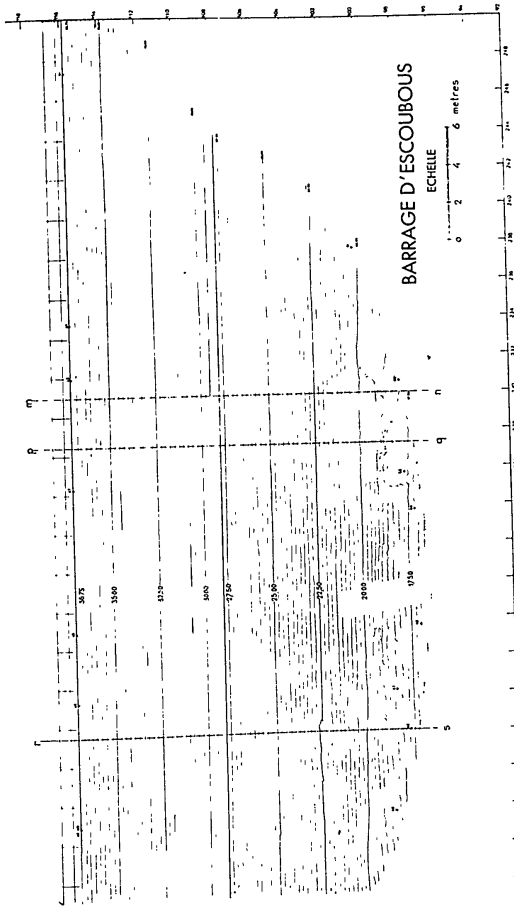


Planche VI.

Restitution photogrammétrique d'une partie du barrage; équidistance des courbes en éloignement : 0,25 m.
La mappe d'origine est au 1/50e.

Plate VI.

Stereophotogrammetrical plotting of a part of dam, distance between curves : 0,25 m Scale of origin map : 1/50e.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

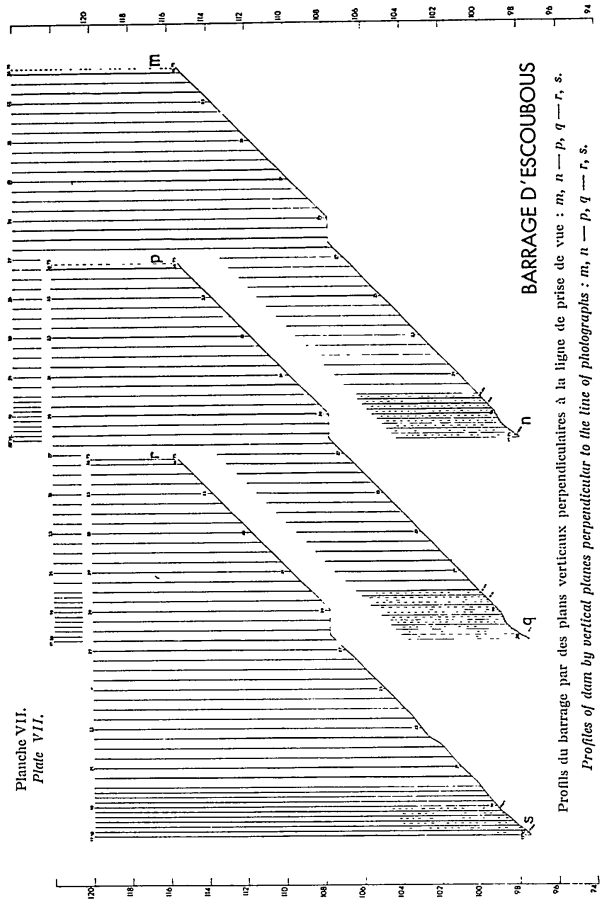


Planche VII.
Plate VII.

Profils du barrage par des plans verticaux perpendiculaires à la ligne de prise de vue : *m, n — p, q — r, s.*
Profiles of dam by vertical planes perpendicular to the line of photographs : m, n — p, q — r, s.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*. New York, 1958.

152903-58 Paris — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 120

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

T. B. KENNEDY
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

INVESTIGATION OF POZZOLANIC AND OTHER MATERIALS TO REPLACE PART OF THE PORTLAND CEMENT IN MASS CONCRETE DAMS (*).

THOMAS B. KENNEDY,

Chief, Concrete Division, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Jackson, Mississippi; Member, U. S. Committee on Large Dams of the International Commission on Large Dams.

INTRODUCTION.

The Corps of Engineers has long considered it to be highly desirable to reduce to a practicable minimum the amount of portland cement in the concrete used in its dams. The primary reason for reduction of cement is economy. Close control of the particle shape and grading of the aggregates, improved equipment and methods of placement, and especially the use of air entrainment in improving the mechanical properties of lean mixtures have resulted in the regular and satisfactory use of cement contents of 2.25 to 2.50 bags (211 to 235 lb) of portland cement per cu. yd in interior mass concrete. Two bags (188 lb) of cement

(*) *Étude détaillée des matériaux pouzzolaniques et autres pour le remplacement d'une partie du ciment de Portland dans le béton des barrages.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

were used without difficulty in 300 000 cu. yd of interior concrete in Pine Flat Dam [1] (1). Further significant reductions will be difficult of achievement through similar improvements because 2.25 to 2.50 bags of cement are equal to about the minimum amount of sub sieve material required to insure placeability under field conditions. But further reductions in portland cement itself can be achieved through partial replacement of the cement with other suitable finely divided materials, with possible accompanying improvements in workability, strength, durability, impermeability, volume stability on cooling, and elimination of expansion caused by reaction between cement and aggregate. Such materials have long been known and used, but prior to 1950 their selection and use on Corps of Engineers projects was based on local conditions applicable to individual projects.

The lean mass interior concrete is customarily faced on surfaces that will later be exposed to erosion or weathering with richer concrete. Four bags of cement or the equivalent of cement plus replacement material is ordinarily used. Consideration is being given to reducing this amount on surfaces not exposed to wetting and drying and to flowing water to three bags per cu. yd. It is at once obvious that the savings resulting from the use of a replacement material can be negligible or large depending on the difference in cost of the replacement and cement in the work, the proportion of replacement to cement, and the volume of concrete in which the replacement is used.

In 1950, the Chief of Engineers directed the U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station to undertake a comprehensive investigation of all available classes of materials that might be used for partial replacement of portland cement in mass and structural concrete.

Gilbert and Steele [1], [2] in 1955 presented a partial summary of two phases of the investigation. Since then other phases have been completed and considerably more information has been obtained.

It is the purpose of this paper to give a summary of the information developed relevant to mass concrete construction. Except where required to tie this paper with R.8, data presented by Gilbert and Steele will not be repeated here.

DESCRIPTION OF INVESTIGATION.

Purpose.

The purpose of the investigation was to obtain and study materials representing each class of commercially important finely divided materials that were considered suitable for use as partial replacements of portland cement. Information was sought on the effects of such materials on the properties of concrete both before and after hardening

(1) Raised numbers refer to similarly numbered sources cited in the list of references at the end of this paper.

in order to formulate specifications and test methods to insure their quality and control their uniformity and to establish criteria for judging their suitability for use and estimation of optimum proportions in which they could be used.

Scope.

Sixteen replacement materials, representing six classes, covering the range of fineness and composition likely to be encountered throughout the United States were selected for study. The classes were :

Granulated water-quenched iron blast-furnace slag, two sources.
Natural cement, two sources.
Fly ash, four sources.
Natural volcanic glasses, two pumicites, one tuff, one obsidian.
Calcined opaline shales, three sources.
Uncalcined diatomite, one source.

Five portland cements, two type I, and one each of types II, III and IV were used with the replacement materials. Proportions of replacement material were chosen to represent amounts estimated to be less than, equal to, and more than the quantity to produce optimum results. A good-quality uniform crushed limestone was used as fine and coarse aggregate throughout the investigation.

The first phase of the investigation was comprehensive in the number of cement and replacement material combinations dealt with. It utilized concrete with aggregate of 3″-in. maximum size and provided a wealth of data on the behavior of concrete mixtures with quality of paste, equivalent to 0.8 water-cement ratio by weight, similar to interior mass concrete. It provided the basis for selection of materials and proportions for use in the subsequent phases wherein concretes with 3-in. and 6-in. aggregate were used. It is not within the scope of this paper to summarize the entire investigation, hence, only that portion concerning mixtures made with type II cement (used most frequently by the Corps in dam construction) containing water-cement or water-cement plus replacement material ratios comparable to interior mass mixtures, will be dealt with.

MATERIALS AND TESTS.

Materials.

The type II cement was procured from a mill in southeastern United States. Four shipments were required. The range in chemical composition and physical test results was slight. Cement from a single shipment was used in each phase of the program. Chemical and physical data are given in table 1 of reference [1].

More than one shipment of most of the replacement materials was required for the entire program. The materials varied little from

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

shipment to shipment; however, only one shipment was used per phase. Typical chemical and physical data on one material representing each class are given in Table 1 of reference [1].

TABLE I.

Typical data on aggregates.

Physical data.	Fine aggregate.	Coarse aggregate No. 1-3/4 in	3/4-1-1/2 in	1-1/2-3 in	3-6 in
Specific gravity.....	2.61	2.68	2.69	2.69	2.71
Absorption (%).....	1.2	0.8	0.6	0.5	0.5
Loss (%), after 5 cycles $MgSO_4$.....	12.1	1.7	1.0	-	-
Flat and elongated particles (%).....	-	15.2	3.7	1.1	0.0
L. A. abrasion loss, after 500 cycles (%)	-	27.8	29.5	26.6	-

Gradings in concrete

Sieve No	Fine aggregate cum. (%) passing.	Coarse aggregate Cumulative (%) passing Sieve	No. 1-3/4 in	No 1-3 in.	No 1-6 in
4.....	99	6 in.	-	-	97
8....	89	4 »	-	-	75
16....	65	3 »	-	100	65
30	41	2 »	-	80	48
50...	22	1 1/2 »	-	66	40
100.....	7	1 »	100	45	27
F. M....	2.77	3/4 »	99	36	20
		1/2 »	65	27	15
		3/8 »	28	18	9
		No 4	1	1	1

Similarly, it was not feasible to obtain all the aggregates prior to inception of the investigation. Several shipments were used. Typical data are contained in Table 1

TESTS.

Because the investigation was carried out in phases those aspects of each phase deemed relevant to assessing the suitability of the materials for substitution for a portion of the cement in mass concrete will be described briefly. All the concrete under discussion contained entrained air produced by the addition of the amount of sodium hydroxide Vinsol resin solution required to produce 6 ± 0.5 % air in concrete with 3/4-in. aggregate. In the mixtures with 3- or 6-in. aggregate the air content was 5.5 ± 1.5 % in the portion of the mixtures smaller than 1-1/2-in. sieve. The mixtures with 3/4-in. aggregate were proportioned for approximately equal workability, as measured by the Powers' [3] remolding apparatus, and the slump was maintained at 2-1/2 - 1/2 in. The mixtures containing 3-in. and 6-in. aggregate were proportioned to have approximately equal workability judged by the facility with which they were placed. The slump of the mixtures with larger aggregate varied from 1-1/2 ± 1/2 in. for the mixtures in phases 2 and 4 to 2-1/2 ± 1/2 in. for phase 3.

FIRST LABORATORY PHASE.

Twenty-nine combinations of cement and replacement material were used in the first phase of the program. The use of 3/4-in. aggregate concrete at a water-cement ratio of 0.8 by weight was selected to provide concrete readily adaptable to the fabrication and test of laboratory specimens having paste with quality approximating interior mass concrete containing about the maximum allowable amount of water.

The material combinations are indicated in the tabulation :

Replacement material.		Abbreviation	Percentage of cement replaced, solid volume.
No replacement..		-	0
Class I . .	Slag I	Slag I	30, 50, 70
	» II	» II	50
» II ..	Natural I	Nat I	20, 35, 50
	» II	» II	35
» III ..	Fly ash I	FA I	30, 45, 60
	» II	» II	45
	» III	» III	45
	» IV	» IV	45
» IV ..	Pumicite F	Pum F	20, 35, 45
	» L	» L	35
	Tuff	Tuff	45
	Obsidian	Obs	45
» V. ..	Calcided shale M	C Sh M	20, 30, 40
	» » N	C Sh N	30
	» diatomite	Cal D	30
» VI .	Uncalcined diatomite	Unc D	8, 12, 16

Three rounds of concrete with each combination were made in random order. The average data on the plastic and hardened properties of the concrete are contained in Table 2.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE 2.

Test data and rating, concrete with 3 4-in. aggregate type II cement, first phase of cement replacement investigation.

Replacement material	Used (%)	Cement or blend (lb/cu. yd).	Bleeding (%) (1).	Permeability K_c (2) — 90 days	Years 1	2	5	Compressive strength, psi (3). 3 days	90 days.	Reduction in heat of hydration (cal/g) (4)	Rating No
None	–	351	9.8	13	6	7	9	800	2690	(55)	55
Slag I	50	440	15.7	8	3	3	–	440	2430	18	55
» I	50	334	12.8	74	5	4	3	850	2450	26	55
» I	70	491	17.7	1780(*)	30	20	–	430(*)	1720	36	55(*)
» II	50	334	13.4	18	3	5	–	960(*)	2070	25	50(*)
Nat I	20	341	5.3	21	6	7	–	650	2550	3	55
» I	35	398	9.3	10	6	7	9	530	2510	6	85
» I	50	334	1.5	9	6	9	–	390	2430	10	80
» II	35	341	11.2	27	10	9	–	440	1770	6	55
FA I	30	305	15.7	17	13	13	–	500	1840	5	55
» I	45	295	9.9	87	17	24	19	350	1790	13	80
» I	60	277	12.6	239(*)	70	61	–	210(*)	1370	14	55(*)
» II	45	294	15.2	31	58	74	–	260(*)	1490	16	80(*)
» III	45	303	13.6	27	61	59	–	260(*)	1590	19	80(*)
» IV	45	292	11.9	54	52	34	–	220(*)	1490	17	80(*)
Pum F	25	398	6.9	45	9	13	–	500	2250	10	55
» F	35	348	8.7	65	17	23	20	350	1930	14	55
» F	45	308	7.8	41	74	90	–	270(*)	1650	19	55(*)
» L	35	329	6.6	14	5	8	–	450	2500	10	70
Tuff	35	304	2.9	24	9	14	–	500	1990	12	55
Obs	35	304	12.0	48	8	16	–	410	1650	18	15
C Sh M	20	341	5.8	15	4	4	–	590	2520	9	75
» M	30	331	6.3	7	5	9	8	490	2450	12	80
» M	40	339	2.3	26	3	4	–	340	2010	11	60
» N	30	342	4.2	18	4	9	–	490	2550	15	70
Cal D	30	333	5.3	21	2	4	–	490	2590	10	60
Unc D	8	348	6	10	6	4	–	680	2680	3	75
» D	12	334	4.4	18	5	6	6	650	2640	8	75
» D	16	331	2.8	24	5	15	–	580	2850	4	65

(1) Test method CRD-C 9, Corps of Engineers Handbook for Concrete and Cement, concrete subjected to light intermittent vibration for 1 h. Bleeding (water rising on concrete) is computed as percentage of total mixing water Each value represents three tests

(2) Test method CRD-C 48, each value represents 6 tests, $K_c = \frac{\text{cu ft/sec}}{\text{sq ft (ft head/ft)}} \times 10^{12}$

(3) Each value represents 3 tests.

(4) Single tests based on results obtained in conduction calorimeter to 3 days. Result in ( ) represents heat of hydration in cal/g on paste contining 100 per cent portland cement.

* Rating includes one or more test values regarded as probable cause for rejection of the concrete yielding them without regard to other values.

TABLE 3.

Test data and rating of concrete with 6-in. aggregate, type II cement, second laboratory phase of cement replacement investigation.

Replacement Material	Used (%) by Wt.	Nominal amount cement or blend (bags/cu yd) (1)	Bleeding (%) (2).	Permeability K_c (3). 90 days	1-1/2 years	Compressive strength psi (3) 3 days.	90 days	Reduction in heat of hydration (cal/g) (4).	Rating No.
None	–	2.0	7.5	20	13	1010	2150	(55)	60
Nat I	35	2.0	2.2	11	19	650	1990	6	70
Pum F	20	2.0	5.4	10	1	690	2410	11	90
Slag I	50	2.0	6.5	10	2	750	3080	16	90
Cal D	30	2.0	2.1	6	7	610	2340	8	85
Unc D	12	2.0	2.7	7	2	700	2590	—1	75
FA I	30	2.0	5.8	30	3	610	2250	9	55
None	–	2.5	4.4	6	6	1380	3090	(55)	75
Nat I	35	2.5	1.0	7	7	940	2810	6	85
Pum F	30	2.5	4.9	4	1	790	2690	11	90
Slag I	50	2.5	4.5	16	1	710	2960	16	80
Cal D	30	2.5	1.1	3	2	900	3240	8	85
Unc D	12	2.5	1.4	10	3	1060	3430	—1	75
FA I	30	2.5	8.1	3	1	640	2770	16	85
None	–	3.0	2.8	7	3	1590	3640	(55)	75
Nat I	35	3.0	0.8	7	4	1398	3970	6	85
Pum F	30	3.0	2.6	4	2	870	3150	11	90
Slag I	60	3.0	2.9	2	2	790	3460	16	95
Cal D	30	3.0	1.4	5	1	970	3530	8	85
Unc D	12	3.0	1.1	19	2	1080	3850	—1	65
FA I	30	3.0	4.3	5	2	730	3200	17	90

(1) Concrete was proportioned to contain nominally 2.0, 2.5, or 3.0 bags of cement or blend (188, 235, or 282 lb). Replacement was by weight.

(2) Test Method CRD-C 9 concrete wet-sieved through 1-1/2-in sieve, subjected to light intermittent vibration for 1 h. Water collecting on surface calculated as per cent of total mixing water indicates bleeding. Each value represents the average of two tests.

(3) Each value shown represents 8 tests made using 6-by 6-in. cylinders of concrete wet-sieved through 1-in. sieve.

(4) Each value represents 3 tests on 8-by 16-in. cylinders of concrete wetsieved through 3-in. sieve.

(5) Single test valules. Result in ( ) represents the heat of hydration of paste with water-cement ratio of 0.5 by wt at 3 days as determined by conduction calorimeter. Other values represent the difference in heat evolution of paste made with the blends of cement plus replacement material and the heat evolution of paste with no replacement material. Minus value indicates more heat liberated by that blend than liberated by paste with no replacement.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Second Laboratory Phase

Fifty-seven concrete mixtures of maximum 6-in. aggregate were made in the second laboratory phase. One round of concrete per combination was made. The replacement was made on a weight basis, with approximately constant cement factors, and the water-cement ratio was permitted to vary.

The following combinations were used at cement or cement plus replacement contents of approximately 4, 4.5 and 5.0 bags (188, 211 and 234 lb per cu yd.

No replacement.
Twenty-five, 10 and 30 %, Natural I.
Twenty, 15 and 30 %, Pumicite F.
Twenty, 10 and 60 %, Slag I.
Twenty, 15 and 30 %, Calcined diatomite.
Six, 7 and 15 %, Uncalcined diatomite.
Twenty, 10 and 40 %, Fly Ash I.

In the interest of brevity data on only the mixture for each replacement material giving the best performance are given in Table 3.

First Field Phase

Selection of replacement materials for the first field phase was based on results of the first laboratory phase. Two materials were chosen for replacement that had caused much and little bleeding in the small-aggregate mixtures. The concrete was mixed in the laboratory's 2-cu. yd Kehring tilting mixer. Seven blocks 5 by 10 by 15 ft. in dimension were cast. Figure 1 shows six of the completed blocks.

Cement, aggregate, water-cement ratio characteristics of the seven blocks were :

No replacement, water-cement ratio 0.5, 3-in. aggregate.
No replacement, water-cement ratio 0.8, 3-in. aggregate.
Cement 65 %, Natural Cement I 35 %, water-cement ratio 0.8, 3-in. aggregate.
Cement 55 %, Fly Ash II 45 %, water-cement ratio 0.8, 3-in. aggregate.
No replacement, water-cement ratio 0.8, 6-in. aggregate.
Cement 65 %, Natural Cement I 35 %, water-cement ratio 0.8, 6-in. aggregate.
Cement 55 %, Fly Ash II 45 %, water-cement ratio 0.8, 6-in. aggregate.

Observations were made for placeability and bleeding of the concrete. Ten- by twenty-in. cylinders were cast for strength tests. The 6-in. aggregate concrete for the cylinders was sieved through the 3-in. sieve. Cylinders 14.5 in. in diameter by 15-in. long were cast for permeability

tests. Cores of similar size were later drilled from the sides of the blocks for additional permeability tests. Ten-in. diameter cores were drilled for test of compressive strength at 90- and 180-days age. Three 18- by 18- by 36-in. prisms were cast representing each block for exposure to severe natural weathering at the Corps' Treat Island, Maine, exposure station. Separate batches were made in the laboratory with similar proportions under controlled conditions for observation of the adiabatic temperature rise. Data on this phase of the program are given in Tables 4 and 5.

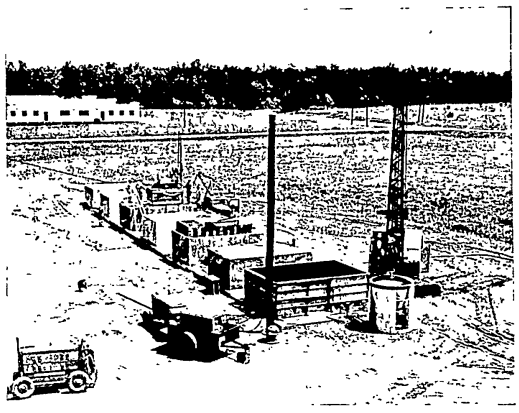


Fig. 1.

Completed test blocks, steel forms, 2-cubic yard controlled discharge bucket, and diamond core drill rig used in connection with investigations of quality and placement characteristics of lean mass concrete. Four of the blocks contain concrete in which part of the portland cement has been replaced with another less expensive material.

Blocs d'essai finis, coffrages d'acier, benne de deux yards cubiques à déchargement contrôlé, et sondeuse à trépan avec perforatrice diamantée utilisée relativement à l'investigation des caractéristiques de qualité et de mise en place de béton de masse maigre. Quatre blocs contiennent du béton dans lequel une partie du ciment de Portland a été remplacée par un autre matériau moins coûteux.

Second Field Phase.

In the most ambitious phase of this investigation, one replacement material from each class was used to replace a portion of the cement

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE 4.

Test data and rating of 6-in. aggregate concrete, first field phase, seven 5- by 10- by 15-ft blocks.

Replacement material	Used sol. vol. (%)	Aggregate size (in.)	Cement or blend (lb per cu yd)	Bleeding (%)	Permeability k (10⁻⁹) — Years 1	2	Compressive strength, psi 10- × 20- in Cores — Days 90.	180 (2)	Adiabatic temperature rise, F at 28 days (3)	Rating
None....	-	3	577	1.8	9(2)	15(2)	15(2)	4 160	4 500	(49.5)	1
None....	-	3	574	4.5	21(2)	36(4)	42(3)	2 300	2 470	(31.5)	1
Nat I.. .	35	3	550	4.0	30(2)	16(3)	12(2)	1 500	2 200	21.2	1
F A II ..	45	3	534	10.3	100 200*)	29(11)	6(4)	2 050	1 880	17.3	20(*)
None...	-	6	537	4.5	24(2)	22(3)	30(3)	2 020	2 600	(31.00)	1
Nat I . .	35	6	519	4.5	22(2)	19(3)	26(1)	2 130	2 310	25.2	1
F A II .	45	6	503	9.5	15(2)	42(2)	-	1 690	2 220	19.7	1

(1) Concrete wet-sieved through 4-1/2-in. sieve before test, each value represents 4 tests

(2) Tests performed on 14-1/2-in. diameter, 15-in. long cores drilled from blocks. Numbers in ( ) indicate the number of cores tested to give value shown.

(3) Average of 6 tests per value of 10- by 20-in. cores drilled from block.

(4) Adiabatic temperature rise measured on 2-ft cubes of similar concrete mixed separately in the laboratory.

* Rating includes one or more test values in the range regarded as probable cause for rejection of the concrete yielding them without regard to other values.

TABLE 5.

Condition of prisms of mass concrete exposed to 566 cycles of freezing and thawing four years severe marine weathering at Treat Island, Maine.

Specimens (1).	Replacement material (%)	Aggregate size (in.)	Cement or blend (lb per cu yd).	W/C (Wt.).	Avg 1957 V² (%) (2).	Avg visual Condition 1957
B- 61, 62, 63. .	None	3	577	0.5	91	Excellent. Unaffected
B- 30, 31, 32..	None	3	574	0.8	92	" "
B- 93, 94, 95...	Nat. I. 35	3	552	0.8	94	" "
B- 77, 78, 79.. .	F A II. 45	3	534	0.8	95	Top scaling heavily
B- 10, 11, 12....	None	6	537	0.8	103	Excellent. Unaffected
B-109, 110, 111...	Nat I 35	6	519	0.8	90	Slight scaling
B- 46, 47, 48.. .	F A II. 45	6	503	0.8	79	Heavily scaled

(1) Three prisms, 18- by 18- by 36-in., each.

(2) Initial pulse velocity readings were taken in 1953 before shipment to Treat Island. 1957 % $V^2 = \frac{(V\ 1957)^2}{(V\ 1953)^2} \times 100$.

in 5- by 10- by 20-ft. blocks of concrete with 6-in. aggregate. Twenty-five blocks were made. Substitution of replacement material for cement was made on equal solid volume basis. Observations were made of the workability of the mixtures, anchors suitable for holding cantilever forms to mass concrete monoliths were embedded around the upper perimeter of each block six in. down from the top to test the holding power of the concrete at 3-days age. Ten-in. diameter cores were drilled from the blocks for strength at 90 days and 14.5-in. diameter cores were drilled for permeability testing at 90 days, and later ages. The mixtures used in the large blocks were duplicated in the laboratory for adiabatic heat rise and concurrently six 3-1/2- by 4-1/2- by 16-in. beams were cast from concrete wet-sieved through the 1-in. sieve. Three of each six were tested while submerged in water in the automatic accelerated freezing-and-thawing apparatus between temperatures of 0 and 42 F at the rate of 12 cycles in 24 h. Specimens representing the field blocks are scheduled to be exposed at the Treat Island field durability station during the Spring of 1958.

The nominal cement content of the blocks ranged from 1.75 bags (165 lb) to 4.0 bags (376 lb) and thus included mixtures leaner than any presently contemplated for use to those with cement content suitable for exterior exposed concrete. The schedule of blocks appears in the tabulation.

Block No.	Nominal cement factor (bags/cu yd)	Replacement material Type.	Replacement material by solid vol (%)	Block No	Nominal cement factor (bags/cu. yd).	Replacement material Type.	Replacement material by solid vol (%)
1.. .	1.75	None	-	12.	4.0	None	-
2... ..	1.75	Nat. I	35	13.	4.0	Pum F	25
3.....	1.75	C Sh M	30	14. .	4.0	Slag I	50
4.. . .	1.75	Unc D	12	15	4.0	Nat I	35
				16... .	4.0	C Sh M	25
				17 ..	4.0	Unc D	8
				18.	4.0	F A I	30
5	2.25	None	-	19.....	4.0	None	-
6.. . .	2.25	Pum F	25	20. . ..	4.0	Pum F	25
7.. .	2.25	Slag I	50	21. .	4.0	Slag I	50
8.. .	2.25	Nat I	35	22.....	4.0	Nat I	20
9.. ..	2.25	C Sh M	30	23. .	4.0	C Sh M	20
10.. .	2.25	Unc D	12	24 ...	4.0	Unc D	6
11	2.25	F A I	30	25. ..	4.0	F A I	30

Test data pertaining to the 25 blocks in the second field phase are in Table 6. Test data pertaining to the laboratory durability and heat rise tests are in Table 7.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE 6.

Test data and rating, 6-in. aggregate concrete, second field phase, twenty-five 5- by 10- by 20-ft blocks.

Block No	Replacement material sol. vol. (%)	Cement or blend (lb cu. yd)	Bleeding (%) (1)	Permeability, $K_s \times 10^{12}$ (2) 90 days	Permeability, $K_s \times 10^{12}$ (2) 3 years	Strength 8- by 16-in cyls, psi 3 days (3)	Strength 10- by 20-in. cores, psi 90 days (4)	Pull-out resistance of form anchors, kips 3 days (5)	Rating
Nominal 1.75 bags of cement or blend cu yd.									
1	None	167	10.5	1179	324	750	1300	19.3	10
2	Nat I, 35	161	5.0	749	306	550	1070	16.0	55
3	C Sh M, 30	157	6.3	8	5	620	1550	18.3	80
4	Unc D, 12	167	5.3	92	25	800	1580	29.3	55
Nominal 2.25 bags of cement or blend/cu. yd									
5	None	213	5.4	51	-	1590	2680	29.0	50
6	Pum F, 25	196	8.3	9		750	1850	22.6	80
7	Slag I, 50	202	9.0	16	9	1040	2530	23.7	75
8	Nat I, 35	205	1.9	28	-	1130	2480	21.3	65
9	C Sh M, 30	200	5.6	17	-	850	1980	16.0	75
10	Unc D, 12	200	1.6	18	-	750	2330	17.3	65
11	FA I, 30	200	3.7	11	-	590	2450	12.0	75
Nominal 3.00 bags of cement or blend cu. yd									
12	None	259	3.4	92	-	1990	2850	20.0	50
13	Pum F, 25	266	5.0	15	-	2380	3710	26.8	75
14	Slag I, 50	267	9.0	11	-	1500	2640	24.6	75
15	Nat I, 35	257	2.0	15	-	1790	2890	28.5	75
16	C Sh M, 25	268	3.9	10	-	1270	2640	17.0	65
17	Unc D, 8	277	2.3	96	-	1390	3120	27.3	55
18	FA I, 30	264	2.7	16	-	1390	2770	24.3	65
Nominal 3.00 bags of cement or blend cu yd									
19	None	353	1.8	59	-	2850	3420	25.0	50
20	Pum F, 25	349	0.9	18	-	1880	2970	22.0	75
21	Slag I, 50	358	3.5	29	-	2020	3910	25.0	75
22	Nat I, 30	350	1.2	21	-	2730	3480	30.0	55
23	C Sh M, 20	362	0.8	11	-	2300	3550	25.6	65
24	Unc D, 6	367	0.9	75	-	2500	3230	31.3	50
25	FA I, 30	348	1.3	10	-	1390	2730	23.6	85

(1) Concrete wet-sieved through 1-1/2-in. sieve before test. Each value is the average of 4 tests.
(2) Test performed on 14-1/2-in. by 15-in. cores drilled from the sides of the blocks. Each value is the average of 5 tests. K_s = cfs/ft² per ft head per ft × 10^{12}.
(3) Each value represents 6 tests of 8- by 16-in. cylinders of concrete wet-sieved through the 3-in. sieve.
(4) Each value represents 6 tests of 10- by 20-in. cores drilled vertically from each block.
(5) Each value is the average of 6 tests and shows the force necessary to move the anchor bolt head 1/16 in. or to cause the concrete around the anchor to crack.

TABLE 7.

Test data on batches of concrete similar to blocks 1-25 but mixed and tested separately in the laboratory.

Mixture No	Replacement material sol. vol (%)	Resistance to freezing and thawing, DFE, age at start of test (1) 14 days	Resistance to freezing and thawing, DFE, age at start of test (1) 90 days	Adiabatic temperature rise, deg F (2) — Days. 3	7	28	Heat of hydration, Conduction calorimeter (cal/g) (3) 3 days	7 days
Nominal cement factor 1.75 bags cu. yd.								
1	None	54	64	15	21	22	60	79
2	Nat I, 35	40	53	13	17	19	56	68
3	C Sh M, 30	30	27	11	15	18	54	69
4	Unc D, 12	37	50	14	20	23	59	77
Nominal cement factor 2.25 bags cu. yd								
5	None	72	89	20	25	27	63	83
6	Pum F, 25	53	41	16	23	25	52	66
7	Slag I, 50	29	29	12	17	21	39	54
8	Nat I, 35	54	61	16	20	21	58	70
9	C Sh M, 30	53	54	16	21	25	54	69
10	Unc D, 12	78	81	16	21	22	62	80
11	FA I, 30	64	68	21	22	24	54	65
Nominal cement factor 3.00 bags/cu. yd								
12	None	89	85	25	34	34	61	79
13	Pum F, 25	83	76	21	30	31	56	61
14	Slag I, 50	63	58	15	23	29	50	56
15	Nat I, 30	75	82	22	28	30	56	67
16	C Sh M, 20	78	73	23	30	32	58	72
17	Unc D, 8	90	87	24	36	38	63	79
18	FA I, 30	84	77	20	26	28	57	67
Nominal cement factor 3.00 bags cu yd								
19	None	92	90	-	-	-	62	77
20	Pum F, 25	87	89	-	-	-	53	65
21	Slag I, 50	76	79	-	-	-	49	53
22	Nat I, 30	89	91	-	-	-	63	75
23	C Sh M, 20	89	89	-	-	-	60	74
24	Unc D, 6	91	90	-	-		62	76
25	FA I, 30	87	86	-	-	-	53	63

(1) Test Method CRD-C 20. Each value represents the average DFE, durability factor at 300 cycles of three 3-1/2- by 4-1/2- by 16-in. beams of concrete from which the aggregate larger than 1 in. was removed by wet-sieving. DFE represents approximate residual Young's modulus elasticity after 300 cycles of test. All specimens moist cured till time of test.
(2) Adiabatic temperature rise measured on 2-ft cubes of concrete. Each value represents one test.
(3) Each value represents a single test made to observe heat of hydration in the conduction calorimeter on pastes with the same cement-replacement-water ratios as used in the concrete.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

DISCUSSION OF RESULTS.

Workability.

The workability of mass concrete is a property that is not subject to numerical evaluation through laboratory tests. However, when the mixtures using 6-in. aggregate concrete were proportioned an attempt was made to obtain mixtures that would be equally placeable regardless of cement content or replacement material. During the fabrication of the large blocks special attention was paid to the relative workability of the mixtures. There was very little difference between the workability of any of the mixtures with comparable amounts of cement or blend, however, even the mixtures with only 1.75 bags of cement per cu. yd were easily placeable. The mixtures containing natural cement, calcined shale, and uncalcined diatomite may have been a little more workable than those with comparable amounts of cement or cement with other replacement materials. None of the materials appeared to detract from workability.

Numerical Rating.

There are properties of mass concrete other than workability that influence its suitability for use in nonexposed interior locations that can be measured and evaluated numerically. Factors that one may consider important that are affected by the amount and constitution of the cementing medium are bleeding, permeability, strength, and evolution of heat. Ability to resist freezing and thawing is of lesser importance since interior mass concrete is not exposed to weathering.

In order to obtain a basis on which the performance of the replacement materials in concrete could be compared, a system of numerical rating was devised as follows :

	Test value	Score
Bleeding of freshly mixed concrete (%)	0 to 7.0	5
	7 to 9.0	20
	9 to 10.0	15
	10 or more	0
	30 »	(*)
Permeability at 90 days, k, (cf ft² ft ft head × 10^{12})	0 to 10	5
	11 to 20	25
	21 to 30	15
	31 to 50	5
	51 or more	0
	90 »	(*)
Compressive strength, psi 3 days.	300 or more	10
	295 or less	0
	295 »	(*)

	Test value.	Score.
90 days	2000 or more	5
	1995 or less	0
	995 »	(*)
Reduction in heat of hydration (cal g) (compared to 100 % portland cement)	30 or more	25
	20 to 30.0	20
	10 to 19.9	15
	5.0 to 9.9	10
	4.9 or less	0

(*) Test value of this magnitude regarded as probable cause for rejection of the concrete yielding it without regard to other values.

Bleeding.

The materials that appeared to increase the amount of bleeding in the 3 4-in. aggregate concrete were the slags, fly ashes, obsidian, and natural cement II. This phenomenon is probably largely the result of fineness and particle shape. Most were apparently of lower surface area, as measured by air permeability, than the portland cement. The methods for measurement of surface area of powders of different types are not entirely satisfactory. Some methods may provide reliable comparative data for successive samples of the same material, none provide reliable comparability between samples of different materials.

Although there are cases where the measured bleeding of the mixtures containing 3- or 6-in. aggregate concrete with replacement exceeded that of the control mixtures without replacement, no difficulty would have been experienced in placing those mixes in actual construction. Except for the two large blocks containing fly ash, Table 4, the bleeding that was observed to occur when any of the blocks were made would not have been troublesome under conditions of actual construction.

Permeability.

In considering permeability, differences in test values (K.) of 10 or less are probably of little actual moment in signifying the watertightness of the concrete. Permeability varies from specimen to specimen and diminishes radically with saturation and age. Examination of the 90-day results obtained with the 3 4-in. aggregate concrete shows only two values, which according to the rating system, would be unacceptable.

Considering the concrete with 3- or 6-in. aggregate three mixtures with 1.75 bags per cu. yd cement content and one mixture with 45 % fly ash II used in the fourth block, Table 4, had test values which would be considered unacceptable (exceeding 90). The permeability of even the specimens considered unacceptable at 90 days decreased radically at one year, probably largely due to continued hydration and swelling of the cement gel on saturation, and remained at the lowered level.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

STRENGTH.

Strength is an important factor at early ages largely insofar as it affects removal of forms and placing schedule. Of course, a minimum strength is required for structural stability at later age.

Considering the 3 ½-in. aggregate concrete, unacceptably low strengths were experienced at 3 days with two of the slag and three of the fly ash mixtures. No unacceptable 3-day strengths were encountered when the larger aggregate mixtures were made. No unacceptable 90-day compressive strengths were found in any case.

When the holding strength of the form anchors is considered as a measure of early strength, the minimum strength was found to be 12 000 lb pull to fail the anchors embedded in 2.25-bag concrete with 30 % replacement of fly ash. The next lowest strength was 16 000 lb for 1.75-bag concrete with 35 % natural and 2.25-bag concrete with 30 % calcined shale M. It is believed from these tests and others made at the Waterways Experiment Station [4] that the holding strength of all the concretes was ample, especially since in field practice the anchors would be embedded more deeply than 2 in. (probably a minimum of 6 in.) which would greatly increase their capacity.

HEAT OF HYDRATION.

The use of replacement materials can result in a considerable reduction in the heat of hydration. Tables 2 and 3 give results of measurements by means of the conduction calorimeter on pastes of cement and replacement material at 3 days. A reduction of 16 to 18 cal g in acceptable concrete was experienced when 30 to 60 % ground slag was used. The materials appear to range in the following order in ability to reduce early heat; slag and obsidian, pumicite and calcined shale, fly ash, tuff and calcined diatomite, natural cement, and last, uncalcined diatomite. There may be circumstances where the use of uncalcined diatomite would slightly increase the early heat. At 28 days the picture is a little different judging from the measured adiabatic temperature rise of 2-ft. cubes of concrete, Table 7. At this age slag and natural cement were about equal in ability to reduce temperature rise followed by fly ash, pumicite, calcined shale, and uncalcined diatomite in that order. Again, there might be cases where a slight actual increase in temperature rise resulted from the use of uncalcined diatomite.

DURABILITY.

The ability of the concrete in the interior of a dam to resist weathering is of course of small consequence since the interior is not subjected to weathering, however, the ability of such concrete to resist severe laboratory freezing and thawing or severe natural exposure is indicative of the general quality of the concrete. The data on laboratory freezing and thawing of small beams, made of concrete mixtures similar to

those used in the 25 large blocks from which the aggregate larger than 1 in. was wet-sieved, Table 7, shows the excellent durability of even the leanest concrete in that series. We should remember that all the concrete contained entrained air. Without entrained air, concrete with even 5 or 6 bags of cement per cu. yd would not be expected to show DFE values exceeding 10.

The excellent field durability of concrete containing two of the replacement materials is seen by examination of Table 5. Twenty-one 18- by 18- by 36-in. prisms of concrete without replacement and with natural cement and with one of the poorer fly ashes are in sound condition except for scaling of the fly ash specimens after about 566 cycles of natural freezing and thawing in sea water during the years 1953-1957. Results, of course, on cores drilled from the 25 large blocks of the fourth series and on the 2-ft. cubes representing a number of these blocks are not yet available, having only recently been exposed. As a general commentary on the durability of lean mass concrete, it might be appropriate to mention that there are at the Treat Island Exposure Station six 2-ft. cubes of 6-in. gravel aggregate concrete ranging in cement content from 2.0 to 5.0 bags per cu. yd, made at the time the aggregate investigation for Pine Flat Dam (1947) was undertaken, which are still in excellent condition after 11 years exposure to about 1 300 cycles of freezing and thawing.

As a result of the cement-replacement investigation, serious consideration will be given to the use of replacement materials in all future dams built by the Corps. Each contemplated use will be given careful study to determine the economic factors involved. Where, from an economic standpoint it would appear feasible to allow the use of replacement materials, a comprehensive laboratory study will be made to evaluate the relative efficacy of available materials, probably first in concrete mixtures with small aggregate, and later in laboratory batches of concrete with mixtures closely simulating those contemplated for the prototype. The properties of the mixtures will be studied and the selection of a specific replacement and its amount will be determined from them.

INFORMATION ON SOURCES OF REPLACEMENT.

In anticipation of the time when replacement materials will automatically be given consideration for use, the Waterways Experiment Station has solicited information from every known source of material in the United States. The information deals with the availability of the material plus all physical and chemical data possible to procure. This information will be given wide distribution within the Corps. It will be supplemented regularly.

SPECIFICATIONS.

Natural cement will be procured under Federal Specification SS-C-185 (CRD-C 240), Cement, Natural (For Use as a Blend with

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Portland Cement). Slag cement will be procured under Federal Specification SS-C-218 (CRD-C 248), Cement, Slag.

The use of portland blast-furnace slag cement, which is made by grinding portland-cement clinker and 25 to 65 % water-quenched iron blast-furnace slag, and which is covered by Federal Specification SS-C-OO 197 (COM-NBS) (CRD-C 251), Interim Federal Specification, Cements, Portland, Blast-furnace Slag, was the subject of a separate extensive investigation at the Waterways Experiment Station [5]. The findings of that investigation are not relevant here since, although portland blast-furnace slag cement is in effect a blend wherein 25 to 65 % of the portland component is replaced with slag, the findings showed it to be suitable as a substitute for portland cement in general construction, rather than as a partial replacement.

The materials other than natural cement and water-quenched portland blast-furnace slag investigated, are pozzolanic. To cover procurement and testing of these materials, Specification CRD-C 262, Corps of Engineers. Specifications for Pozzolan as an Admixture for Use in Portland-cement Concrete, and CRD-C 263, Corps of Engineers Methods for Sampling and Testing Fly Ash as an Admixture for Use in Portland-cement Concrete, have been issued.

The test methods need not be discussed. The specification requirements, with notes to indicate provisions of some of the tests, are given in the Appendix.

CONCLUSIONS.

As a result of this investigation, it was found that the properties of interior mass concrete suitable for use in a dam, need not be affected adversely by the judicious replacement of a portion of the portland cement by a suitable finely ground mineral material.

Workability, as judged visually from placement of the mixtures containing replacement materials, was generally improved by use of the replacements.

Bleeding and permeability can frequently be reduced. Permeability is reduced drastically with age.

Strength will usually be adequate and heat of hydration will nearly always be reduced. Some materials are more effective in reducing temperature rise than others. The most effective materials in reducing early heat appeared to be slag and obsidian, and in reducing heat rise at 28 days, slag and natural cement.

REFERENCES.

1. J. R. Gilbert and B. W. Steele, *Selection of Cement Content for Large Dams* (Paper R. 8, *Fifth Congress of Large Dams*, Paris, 1955).
2. J. R. Gilbert and B. W. Steele, *Comments on Icold* (Paper R. 8, Prepared for the Discussion During the Paris, France, Meeting in 1955).

3. T. C. Powers, *Studies of Workability of Concrete* (*Journal*, American Concrete Institute, *Proceedings*, vol. 28, 1932).
4. T. B. Kennedy and W. O. Crawley, *Tests of Anchors for Mass Concrete Forms* (*Journal*, American Concrete Institute, *Proceedings*, vol. 52, 1955).
5. B. Mather, *Laboratory Tests of Portland Blast-furnace Slag Cement* (*Journal*, American Concrete Institute, *Proceedings*, vol. 54, 1957).

SUMMARY.

In the interest of reducing the cement content of concrete used in the interior of its dams to a practicable minimum, the Office, Chief of Engineers sponsored a comprehensive investigation of the properties of concrete wherein some of the cement was replaced by as much as 70 % of another finely divided mineral material. Sixteen materials belonging to the following six classes were investigated :

Granulated water-quenched iron blast-furnace slag.
Natural cement.
Fly ash.
Natural volcanic glasses.
Calcined opaline shales.
Uncalcined diatomite.

The chemical and physical properties of the materials were studied and the materials were used in air-entrained concrete with 3/4-in., 3-in., and 6-in. aggregate. Thirty-two large blocks were made with 3- and 6-in. coarse aggregate, from which cores were later drilled for strength and permeability. Numerous laboratory tests were performed. Total amount of cement or blend of cement plus other material ranged from 1.75 bags per cu. yd (165 lb) to 4.0 bags (376 lb).

A numerical system was devised for judging the performance of the materials based on bleeding (separation of water from the concrete on standing), permeability, strength and reduction of heat of hydration.

The investigation showed that any of the materials investigated could be used successfully to replace a portion of the portland cement to produce concrete acceptable for dam construction.

Specifications for the procurement and testing of the materials are available.

RÉSUMÉ.

Afin de réduire la teneur en ciment du béton utilisé à l'intérieur de ses barrages au minimum praticable, le Bureau de l'Ingénieur en Chef du Génie de l'Armée des États-Unis prit en charge une investigation détaillée des propriétés d'un béton dans lequel une partie du ciment avait été remplacée par un autre matériau minéral finement pulvérisé,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

dans une proportion allant jusqu'à 70 %. Seize matériaux, appartenant aux six catégories suivantes, furent examinées :

Ciment de fer granulé de haut fourneau, refroidi à l'eau.
Ciment naturel.
Cendres volantes.
Verres volcaniques naturels.
Schistes opalins calcinés.
Diatomite non calciné.

Les propriétés chimiques et physiques des matériaux furent étudiées et les matériaux furent utilisés dans un béton aéré avec des agregats de 3/4, 3 et 6 pouces. Trente-deux grands blocs furent fabriqués avec des gros agrégats de 3 et 6 pouces, desquels on a extrait par la suite des carottes pour examiner la résistance et la perméabilité. On faisait de nombreux essais de laboratoire. La quantité totale de ciment ou mélange de ciment, outre les autres matériaux, variait de 1,75 sac (165 lb) à 4,0 sacs (376 lb).

Un système numérique fut établi pour évaluer le comportement des matériaux relativement au « bleeding », c'est-à-dire séparation de l'eau du béton avec le temps, à la perméabilité, à la résistance et à la réduction de la chaleur d'hydratation.

L'investigation a montré que tous les matériaux examinés pouvaient être employés avec succès pour remplacer une partie du ciment de Portland afin de produire un béton acceptable pour la construction de barrages.

Les spécifications relatives à l'obtention et à l'épreuve des matériaux sont disponibles.

APPENDIX A

CRD-C 262-57 CORPS OF ENGINEERS SPECIFICATIONS FOR POZZOLAN AS AN ADMIXTURE FOR USE IN PORTLAND-CEMENT CONCRETE.

SCOPE.

These specifications cover pozzolan for use as an admixture to partially replace portland cement in concrete.

DEFINITION.

Pozzolan is a siliceous or siliceous and aluminous material which in itself possesses little or no cementitious value but will, in finely divided form and in the presence of moisture, chemically react with calcium hydroxide at ordinary temperatures to form compounds possessing cementitious properties. Two classes of pozzolan are covered by these specifications.

Raw or calcined natural pozzolans (*Class N*)

The natural pozzolans include such materials as some diatomaceous earths, opaline cherts and shales, tuffs and volcanic ashes or pumicites any of which may or may not be processed by calcination; and various materials requiring calcination to induce satisfactory properties, such as some clays and shales.

Fly ash (*Class F*).

Fly ash is the finely divided residue that results from the combustion of ground or powdered coal and is transported from the combustion chamber by exhaust gases.

CHEMICAL REQUIREMENTS.

Pozzolan shall conform to the following chemical requirements :

	Class. N	Class. F.
Silicon dioxide (SiO_2), plus aluminium oxide (Al_2O_3), plus iron oxide (Fe_2O_3), min (%)	70.0	70.0
Magnesium oxide (MgO), max (%)	5.0	5.0
Sulfur trioxide (SO_3), max. (%)	4.0	4.0
Loss on ignition, max. (%)	10	6.0
Moisture content, max (%)	3.0	3.0
Available alkalies, max (%)	1.5	1.5

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PHYSICAL REQUIREMENTS

pozzolan shall conform to the following physical requirements

	Class	
	N	F
Mean particle diameter, max, μ		
Amount retained when wet-sieved on No. 325 (45-μ) sieve, max		
	Note	

Note. — This limit will apply unless the technical provisions of the contract specifications establish a different limit, which may be the case for some extrinsic materials processed by open-circuit grinding.

	Class	
	N	F
Pozzolana strength of cement-pozzolan mortar at 7 days, min, % of control *		
Compressive strength of lime-pozzolan mortar at 7 days, min, psi **		
Increase in drying shrinkage of mortar bars at 28 days, max		
Soundness, autoclave expansion, max		
Water requirement, max, % of control		
	Note	

Note. — This limit will apply unless the technical provisions of the contract specifications establish a different limit, which may be the case for the volcanic glasses (pumicites, obsidians).

Reactivity with cement alkalies, reduction of mortar expansion at 14 days, min, % ***

* Thirty-five per cent pozzolan, 65 per cent cement by solid volume in 2-in. mortar cubes stored at 120° F.

** Two parts pozzolan to one part lime by weight in 2-in. mortar cubes stored at 120° F.

*** The specimen shall remain firm and hard and show no signs of distortion, checking, cracking, or disintegration when subjected to the autoclave test.

**** This requirement will apply only when so stated in the technical provisions of the contract specifications. It will only apply when the pozzolan is to be used in concrete which is regarded as potentially deleteriously reactive with the cement.

UNIFORMITY REQUIREMENTS

The pozzolan shall conform to the following uniformity requirements. Results of any individual sample shall not vary by more than the indicated amounts from the average of similar tests on the ten preceding samples that comply with these specifications, or on all (Note) preceding samples if fewer than ten :

Fineness, specific surface by permeability test, max (%)	15
Specific gravity, max (%)	3

Note. — When fewer than ten samples have been tested, the uniformity requirements shall be invoked only after five samples have been tested. The requirements will apply to the sixth sample tested and to all subsequent samples; the results of these tests on the sixth through the eleventh samples will be compared with the average of the results of these tests on all preceding samples; the results of these tests on the eleventh and all subsequent samples will be compared with the results of these tests on the ten preceding samples

PACKAGING AND MARKING.

When the pozzolan is delivered in packages, the words " Pozzolan for Use as an Admixture in Portland-Cement Concrete ", or the words, " Fly Ash for Use as an Admixture in Portland-Cement Concrete ", the name of the producer, and the weight of the pozzolan contained in the package shall be plainly marked on each package. Similar information shall be provided in the shipping documents accompanying the shipment of packaged or bulk pozzolan

STORAGE AND INSPECTION

The pozzolan shall be stored in weathertight bins or silos at the source in such a manner as to permit easy access for proper inspection and identification of each shipment. Every facility shall be provided for representatives of the Government to perform careful sampling and inspection, both at the source and at the site of the work.

REJECTION.

The pozzolan may be rejected if it fails to meet any of the requirements of these specifications. Packages varying more than 5 % from the stated weight may be rejected. If the average weight of the packages in any shipment, as shown by weighing 50 packages taken at random, is more than 5 % less than that specified; or if the total weight of a bulk shipment is less than the stated weight by more than 5 %, the entire shipment may be rejected.

METHODS OF SAMPLING AND TESTING.

Pozzolan shall be sampled and conformity with the requirements of these specifications will be determined in accordance with the procedures of CRD-C 263.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 121

QUESTION N° 20

E. R. DEXTER
AND F. A. HOUCK
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

DESIGN AND CONSTRUCTION CONSIDERATIONS IN HEIGHTENING CONCRETE DAMS (*).

E. R. DEXTER (1),
Vice President

and F. A. HOUCK (1),
Senior Engineer, Engineering Consultants, Inc. Denver, Colorado, U. S. A.

SYNOPSIS.

Many of the technical problems encountered when proposals are made to increase the height of existing concrete dams are discussed in this paper. The discussion covers the general types of concrete dams. Design and construction considerations are necessarily closely interrelated and a scheme or design devised for increasing the height of a particular type would probably not be suitable for another dam of the same type. Included is a discussion of considerations that should be made in the preliminary planning if there is a possibility of a future height increase.

(*) *Quelques considérations relatives au projet et à la construction de la surélévation des barrages en béton.*

(1) Formerly, Head, Concrete Dams Section, and Supervisory Civil Engineer, Concrete Dams Section Commissioner's Office, Bureau of Reclamation United States Department of the Interior, Denver, Colorado, U. S. A.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The designer's attention is drawn to the many details that must be studied and thoroughly analyzed during the course of preparing plans for increasing the height of a concrete dam. The subject is treated in general terms and no specific rules or instructions are given. An attempt is made to bring out the intricacies of problems of design and construction that are certain to be encountered whenever it is planned to increase the height of a dam. The primary objective should be to obtain a design such that the heightened dam will function structurally, as nearly as possible, as though it had been constructed initially to its new height. To accomplish this objective the designer must achieve the best possible blending of the elastic properties of the old and the new concrete. He must also provide designs for reconstructing, altering or rehabilitating appurtenant features such as spillways and reservoir outlets.

In lieu of attempting to present specific descriptions of the many problems connected with heightening a dam, there is included a bibliography concerning the heightening of concrete dams. This bibliography lists technical articles and papers describing the raising of particular dams and also articles discussing the associated general problems and practices.

INTRODUCTION.

The question of heightening existing concrete dams is one that sometimes involves as many, if not more, considerations as does the planning, design, and construction of the original structure and its appurtenant works. It is a matter involving many exigencies as befits the particular dam to be raised, and it is almost never without such complexities and confining conditions as minimum interference with existing operating requirements, cost limitations, limited access for construction, etc.

It is the principal purpose of this paper to present many of the design and construction complexities and problems connected with proposals for heightening a concrete dam that should be considered when preparing the original project plans if there are possibilities, however remote at the beginning, for future enlargement of the structure or extension of the overall project. The reasons and necessity for raising a dam generally result from plans for project extensions and usually are related to such matters as (*a*) reallocation of reservoir space for multiple-purpose projects; (*b*) revision of hydrological studies based on availability of additional water records, changes in demands, new estimates or records of evaporation losses and/or sedimentation; (*c*) changes in methods and/or plans of reservoir or system operation; and (*d*) new considerations affecting the many aspects of economic planning.

Assuming that one or more of the above broad classifications of changed conditions exist for a particular dam or project, it is necessary to consider and explore the financial aspects involved, the engineering

feasibility, the construction procedures, the estimated cost of each possible method of raising the dam and modifying the appurtenant works to accomplish the requirements in the most reliable and economic manner.

GENERAL CONSIDERATIONS.

It is a rare occasion that permits the client, the engineering organization, and the owner, the obvious advantages of prior planning for a dam that is to be heightened. However, if a strong possibility exists that a change in function or an increase in capacity of a reservoir is to be seriously considered during its life, it might be more economical when eventual costs are considered to make some of the more important provisions for height increase of the dam at the time of initial planning, design and construction. Such an advantage permits greater assurance that the eventual dam can be designed and built for better structural action than could otherwise be achieved. It may be quite likely, however, that the interest on the required investment for provisions for a later height increase for a dam may be uneconomical. These provisions are not discussed separately, but their importance and their relationship to the component parts of the overall design are to be found throughout the subsequent discussion of design and construction considerations for heightening concrete dams.

Some of the matters relating to design and construction considerations are :

a. Criteria for safety;
b. Geology;
c. Prior and future structural behavior;
d. Structural behavior during enlargement;
e. Type of dam to be heightened;
f. Means of heightening;
g. Temperature and cooling considerations;
h. Contraction joint closure;
i. Effects of chemical and physical properties of old and new concretes and abutment rocks;
j. Installation or extension of seals, drainage systems, electrical and hydraulic control facilities, and inspection facilities;
k. Adaptability of various appurtenant hydraulic and hydroelectric systems and facilities to effects of heightening.

DESIGN AND CONSTRUCTION CONSIDERATIONS.

Most of the design and construction considerations involved in heightening a concrete dam relate to safety criteria, type of dam, topography, hydrology, geology, materials, accessibility, structure planning, arrangement of appurtenant works, relocation of existing

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

property, diversion, construction methods, operation during construction, adaptability or rehabilitation of existing structures and controls to desired changes, recreational facilities, and many other factors. Of the above considerations, the predominant one should, of course, be safety, which must be satisfied by design, construction, and operating criteria that cannot be compromised by any of the economic aspects involved with the other considerations. Guiding criteria for the safety of a large dam before or after raising include :

a. Suitable foundation conformation and strength to carry the loads imposed on it;
b. Structure stresses and stability within allowable limits;
c. Adequate and dependable control of operating loads.

The importance of careful geologic examination and reappraisal of the adequacy of the dam foundation and the reservoir area to be affected by changed loading conditions is not diminished over that which was done for the original dam. Instead, any supplementary knowledge of the foundation gained during the original construction, or operation during the initial stage of the project, plus any knowledge gained by subsequent explorations, will be invaluable for the design and construction of a heightened structure and reservoir enlargement. Additional head on a foundation or abutment very often brings with it unexpected problems of grouting, drainage, or construction difficulties. Problems of reservoir containment are often compounded as are the problems of protection of railroad and highway embankments adjacent to the reservoir, especially if the water surface can be drawn down rapidly. A detailed knowledge of the joint systems in a rock abutment is necessary whenever rock must be excavated while under the influence of load from an adjacent structure and considerable reservoir head.

Where the type and physical properties of the abutment rock change between the original portion of a dam and the section to be heightened, many problems of design are involved. In such cases a firm knowledge of the relative bearing and shearing strengths, the elastic moduli, Poisson's ratio, plasticity indexes, conformation of the bedding and jointing systems, and relative porosities is necessary. Without this knowledge, the designer cannot adequately provide for proper safety criteria and proper structural interaction between old and new parts of the structure; likewise, the designer may not be able to adequately provide for foundation and structural movements as related to contraction joints, pipe systems, reinforcement, and operational control facilities.

Many of the criteria associated with design for the temperature, grouting, and construction considerations in heightening a concrete dam are dependent upon the type of dam to be heightened, the means of heightening, and the kind of structural action to be planned for. These criteria are considerably different for an arch or a curved dam than they would be for a straight mass or hollow gravity-type dam.

Sometimes an arch or curved dam can be heightened to produce

desired arch actions within both its original and heightened portions. Sometimes very little arch action can be attained in the heightened portion. The design of a heightened arch dam involves the studies of complex temperature conditions among the more important loading conditions to be analyzed. In order that comprehensive and adequate analyses may be made of the structural actions that will occur in a curved structure, the analyses should be performed by trial load methods for the various conditions of loading that come into consideration. In the case of heightening a gravity-type dam, the increase could be accomplished by extending upward the water-bearing surface and supporting it with downstream buttresses; or the original gravity shape could be extended downstream to meet the necessary safety criteria.

Addition of concrete to the upstream, rather than to the downstream side of a gravity dam makes it difficult to attain satisfactory and dependable structural action between the old and new portions because of the high shears that are set up by gravity and twist actions along the joining plane. Thus monolithic structural action is very difficult of accomplishment without the provision for a combination of considerable doweling and the use of special shear keys which are usually not formed into the initial stage concrete.

Buttress-type dams can be designed and constructed initially in many cases so that their height can be increased later without excessive costs. However, the initial designs prepared with this in mind must provide for structural elements that are understressed and perhaps conservative with respect to sliding restraint. This requires that the water-bearing deck, whether of flat slab, arched or mass concrete construction, and the supporting buttresses must be designed and constructed initially so that they willi ntegrate into the ultimate requirements.

Restraint offered by the foundation rock or old concrete prepared to receive the heightened portion of a raised dam, causes temperature strains at the base of the new structure which are extended upward into the mass as the initial heat therein is subsequently dissipated. Concurrent with the drop in temperature of any part of the new mass near its base, whether rock or old concrete, tensile strains will tend to develop in the new concrete and cause accompanying shears in the rock or old concrete. The converse of this is likewise true for a rise in temperature. If the temperature differentials are sufficiently low, the effect of restraint is not objectionable. However, the effects of constraint of the new concrete mass itself may cause surface or boundary cracking; therefore, close temperature control over the concrete during its early age is very important. In order to minimize or alleviate the restraint offered by old concrete or foundation surfaces, the first lift of concrete placed against such surfaces must be bonded thereto in the best manner possible because of the temperature differentials between them. If the raised portion of the dam is relatively low, the new concrete may be mechanically anchored to the old concrete by steel dowels and

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

roughening of existing surfaces. However, if the structure is an arch and is to be heightened a significant amount, it may be desirable to avoid restraint as much as possible between the old and new structures. In that case, a horizontal joint designed to permit movement between the structures should be considered.

The problems of restraint and impracticability of temperature control and loading control that are usually associated with an arch dam to be heightened, give rise to problems of contraction joint closure of the heightened arch. The stresses to be expected in the new arch at the time of closure and for later operating conditions should be carefully determined by acceptable methods, as well as the structural action and stresses induced into the original structure by the above conditions. It may be impracticable to attain sufficient opening of the joints to make a closure by grouting. In such cases, closure slots in combination with proper seasonal temperature conditions may be practicable. In other cases, mechanical means of applying thrust along the arch may be necessary to effect closure.

A knowledge is essential of the chemical properties of the reservoir water, of the foundation material, and of the aggregate materials and cement to be used in the manufacture of concrete. Low alkali-reactive aggregates should be used where possible, otherwise special type cements should be used in the concrete mix to avoid autogenous growth effects later on or chemical deterioration. If the pH relationship of the impounded water is high, special measures may have to be taken to protect the concrete. Likewise, cathodic or special coating protection may have to be provided to protect metals that may be subject to corrosion due to the water.

If possible, the same aggregate and cement sources should be used for the manufacture of concrete of the raised portion of a dam, and if the performance record of the concrete in the older portion has been satisfactory, the same mix design should again be used. This will eliminate the differences in strength, elasticity, etc., between the two concretes which otherwise would have to be accounted for in the design.

Drainage systems, both in the dam, spillway, and other detached structures, should be carefully examined to make sure that they are open and capable of relieving any additional hydrostatic pressure buildups after the dam is raised. The extension of drainage systems poses several design and construction problems if connections are to be made to existing face drains, joint drains, foundation drains, etc. The same is true concerning the extension of seals and embedded electrical, mechanical, hydraulic, and inspection facilities.

Compared with planning for the original structures, not as much latitude remains for the designer on matters of structure planning, arrangement of appurtenant works, accessibility and many other design and construction considerations related to heightening a dam. Under these conditions, ingenuity is often required to attain stability of the structure and its parts, and to be assured of satisfactory operating conditions of the control works. For instance, the increase in head

could produce velocities in some parts of outlet systems that could cause trouble by cavitation, vibrations, or unsatisfactory flow conditions. The shape of a crest or intake designed for the original head may be entirely unsuited for an increased head. Control structures must also be carefully checked, sometimes by hydraulic model studies, to make sure that the changes in flow conditions do not cause certain discharges to jump out of stilling devices or over training walls, etc. With equipment such as large gates and their hoists, it may or may not be possible to redesign them to accommodate a different system of loads and forces from which they were originally designed. Turbines and generators are equipment whose limited range of operating characteristics should be carefully investigated and the design of critical parts of their components, such as bearings, should be carefully checked to insure that they will function under the new conditions.

BIBLIOGRAPHY CONCERNING THE HEIGHTENING OF CONCRETE DAMS.

G. S. Sarkaria, *The Unconventional in Modern Dams* (*Water Power*, April 1956, p. 143-149).

Lages Dam is Raised 92 ft. *as Rio Power Needs Grow* (*Eng. News-Record*, August 4, 1949, p. 36-38).

Raising Ross Dam to 175 ft. *Height* (*Eng. News-Record*, September 20, 1945, p. 378-381; *Western Construction News*, August 1945, p. 83-88).

An American Municipal Power Scheme (*Water Power*, February 1952, p. 48).

S. S. Morris, *Raising and Strengthening of Steenbras Dam* (*Inst. Civil Engrs.*, j. 5, pt. 1, No. 1, January 1956, p. 23-48; discussion, p. 48-55).

S. T. Khare, *Raising of Dam at Charlotte Lake, Matheran* [*Inst. Engrs. (India), Bombay Center*, Annual Report No. 34, 1954-1955].

S. S. Morris, *Steenbras Dam Strengthened by Post-Tensioning Cables* [*Civil Engineering* (*New York*), j. 26, No. 2, February 1956, p. 33-37].

C. E. Shevling and L. R. Scrivner, *Arch Dams, Design and Construction of Ross Dam* (*Proc. Amer. Soc. Civil Engrs., Journal of Power Division* PO 4, Paper 1 045, August 1956, 18 p.).

G. M. Munday, *Burrinjuck Dam. Strengthening and Enlargement* (*Inst. Engrs. Australia Journal*, vol. 27, No. 6, June 1956, p. 133-135).

J. M. Muir, *Concrete Control Methods at Burrinjuck Dam* (*Inst. Engrs. Australia Journal*, vol. 26, No. 7-8, July-August 1954, p. 151-158).

K. L. Rao, *Strengthening of Masonry Dams* [*Irrigation and Power, Journal of Central Board of Irrigation and Power* (*India*), vol. 10, No. 1, January 1953, p. 49-67].

C. M. Roberts, *Special Features of Afric Hydro-Electric Scheme* (*Scotland*) (*Inst. Civil Engrs. Proc.*, vol. 2, Part 1, No. 5, September 1953, p. 520-555).

L. Hutchison, *Raising of Sennar Reservoir Level* (*Water and Water Engineering*, vol. 57, No. 690, August 1953, p. 309-315).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

M. Mc Donald, *Aswan Dam : Protection of Downstream Rock Surface, and Thickening and Heightening* (*Minutes of Proceedings, Instr. Civil Engineers*, vol. CXCIV, 1912-1913, Part IV, p. 249).

S. Leliavsky Bey, *Stresses and Temperature Effects in Dams with Particular Reference to Aswan Dam* (Paper, No. 5 535, *Journal of the Institution of Civil Engineers*, No. 3, January 1948).

Raising O'Shaughnessy Dam (*Indian Concrete Journal*, October 1939, p. 404; *Engineering News-Record*, May 25, 1939, p. 57).

V. C. Munt, *Design for the Raising of Mundaring Weir* (*Water and Water Engineering*, August-September 1949, p. 443; *Inst. Engrs. Australia Journal*, vol. 20, No. 11, November 1948, p. 161-172).

Marshall Ford Dam Designed for Raising in Future (*Eng. News-Record*, May 13, 1937, p. 712).

E. H. Heinemann, *Enlargement of Marshall Ford Dam* (*The Reclamation Era*, December 1938, p. 241).

Enlargement of Alpine Dam (*World Construction News*, December 1941, p. 356).

H. S. Cornish, *Ambursen Type Dam at Oberon, New South Wales* (*Commonwealth Engineer*, vol. 39, No. 4, November 1951, p. 154-162).

Raising Wall of Lake Mentz Dam (*South African Engineer*, vol. 42, No. 400, September 1951, p. 13-15).

Heightening Lages Dam, Rio de Janeiro (*Engineering*, vol. 168, No. 4 353, 4 354, July 1, 1949, p. 1-4; July 8, p. 12, 25-27).

Ross Dam Going Higher (*Pacific Builder and Engr.*, vol. 11, November 1947, p. 67-70, 72).

Ross Dam Third Step Nears Completion (*Eng. News-Record*, vol. 140, No. 14, April 1, 1948, p. 487-489).

Santa Barbara Will Double Water Storage by Raising Dam (*Western City*, vol. 23, No. 3, March 1947, p. 28-30).

Method Used on Ross Dam by General-Shea-Morrison (*Pacific Builder and Engineer*, vol. 52, No. 4, April 1946, p. 44-52).

Aswan High Dam : There's Been Nothing Quite Like It (*Eng. News-Record*, February 9, 1956, p. 44).

H. F. Faulkner, *Seattle's Ross Dam Elevation on Skagit River is Tough Concreting Job* (*Concrete*, vol. 53, No. 6, June 1945, p. 14-15, 18-19, 21-28).

Heightening Aswan Dam (*Engineer*, vol. 179, No. 4 666, June 15, 1945, p. 464-466).

Der Newe Ausbau der Brusio-Werke (*Wasser-und Energiewirtschaft*, vol. 33, No. 12, December 1941, p. 135-141).

O. Sommer, *Stauerhoehung by Wasserkraftan-lagen* (*Wasser-und Energiewirtschaft*, vol. 34, No. 3-4, March-April 1942, p. 28-30).

H. B. Ward, *Addition to Concrete Dam* [*Civil Engineering* (*London*), vol. 37, No. 433, July 1942, p. 138-140].

Enlargement of Alpine Dam (*Western Construction News*, vol. 16, No. 12, December 1941, p. 356-360).

J. E. Bostock, *Remodelling Assuit Barrage, Egypt* [*Instr. Civil Engrs. Journal*, No. 7 and 8, June 1940, p. 301-329 (discussion), p. 330-344; October, p. 572-578].

Raising O'Shaughnessy Dam (*Eng. News-Record*, vol. 122, No. 21, May 25, 1939, p. 707-709).

Raising O'Shaughnessy Dam 85 ft. (*Western Construction News*, vol. 11, No. 14, December 1936, p. 377-381).

R. S. Smilie, *Cableway Installation of Unique Design Used in Raising O'Shaughnessy Dam* (*Western Construction News*, vol. 11, No. 5, May 1936, p. 138-140).

Concrete Dam, Twice Raised, Shows Negligible Leakage (*Eng. News-Record*, vol. 116, No. 5, January 30, 1936, p. 151-152).

Heightening of Assouan Dam (*Engineering*, vol. 137, No. 3 566, May 18, 1934, p. 559-561).

E. H. Burroughs, *Initial and Final Dam Heights* (*Civil Engineering*, vol. 3, No. 1, January 1933, p. 14-16).

Power Dam Raised 30 ft. Under Full Head (*Eng. News-Record*, vol. 111, No. 7, August 17, 1933, p. 185-188).

Heightening of Aswan Dam (*Engineer*, vol. 155, No. 4 038, June 2, 1933, p. 542-545).

Aswan Dam [*Civil Engineering* (*London*), vol. 26, No. 305, November 1931, p. 46-48].

The Assouan Dam (*Engineering*, vol. 129, No. 3 341, January 24, 1930, p. 101-102).

Raising of Aswan Dam in Egypt Proposed (*Eng. News-Record*, vol. 102, No. 7, February 14, 1929, p. 278-280).

Report on the Proposed Heightening of the Aswan Dam (*Engineer*, vol. 147, No. 3 813, February 8, 1929, p. 162-164; *Engineering*, vol. 127, No. 3 291 and 3 295, February 8, 1929, p. 176-178 and March 8, p. 303-305; *Water and Water Engineering*, vol. 31, No. 367, July 20, 1929, p. 304-309).

N. Kelen, *Nachtraegliche Erhoehung Jon Gewichtsmauern* (*Schweizerische Bauzeituang*, August 7, 1937, p. 57-60).

SUMMARY.

This paper discusses the technical problems of design and construction associated with the heightening of existing concrete dams. Also discussed are the factors that should be considered in preliminary planning of a new dam if there is a possibility of a future height increase. The paper emphasizes that the primary objective of the designer is to obtain a design such that the heightened dam will function structurally as though it had been originally constructed to its new height. A bibliography of a number of articles and papers describing the heightening of several dams in various parts of the world is included in the paper.

RÉSUMÉ.

Ce rapport a pour but d'expliquer des problèmes techniques se rapportant au calcul et à la construction de la surélévation des barrages en béton. Le dit rapport contient en même temps la discussion de l'étude

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

préliminaire des nouveaux barrages qui seront rehaussés plus tard. Ce rapport indique que l'objectif le plus important pour l'ingénieur est de construire ce barrage de façon à ce que le dit ouvrage fonctionne avec satisfaction après avoir été rehaussé, comme s'il avait été construit à cette hauteur à l'origine. En même temps, ce rapport contient une bibliographie d'articles et de rapports écrits à ce sujet dans différents pays.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 122

QUESTION N° 21

A. W. SIMONDS AND
J. T. RICHARDSON
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

OBSERVED STRUCTURAL PERFORMANCE OF LARGE CONCRETE DAMS OF THE BUREAU OF RECLAMATION (*).

A. W. SIMONDS,
Head, Foundations and Structural Behavior Section.

and JOE T. RICHARDSON,
Engineer, Foundations and Structural Behavior Section,
Dams Branch, Bureau of Reclamation
United States Department of the Interior Denver, Colorado, U. S. A.

INTRODUCTION.

Bureau of Reclamation practice in designing masonry dams is based on the elastic action of the structures. Two major factors computed in design which can be found by observations on completed structures are deflections and strains. Observations are made for other factors affecting the structural behavior of a dam such as temperature distribution, magnitude and distribution of uplift pressure on the base of the dam, foundation deformation, and the effects of joint and abutment

(*) *Observation* in situ *du comportement des grands barrages en béton construits par le « Bureau of Reclamation ».*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

grouting. However, measured deflections for comparison with the computed deflections made in the design studies and strain measurements from which stresses can be computed, are perhaps the most

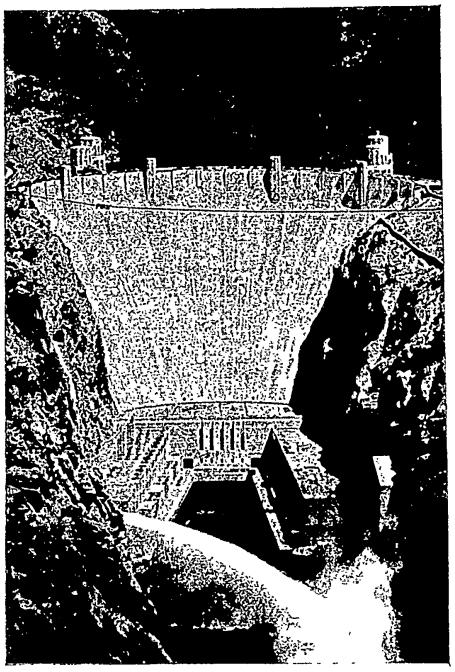


Fig. 1 *a*.

Hoover Dam.

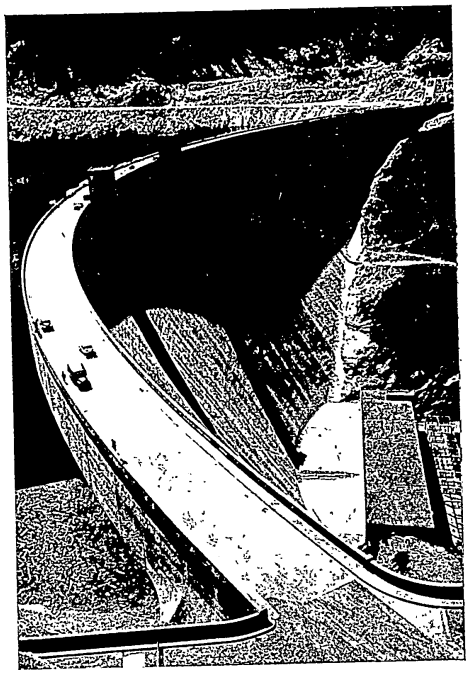
Barrage de Hoover.

necessary factors for obtaining a realistic picture of the stress conditions of the structure when placed in service.

In both arch and gravity dams, strains are obtained from obser-

vations made with elastic wire strain meters arranged in groups and embedded in the concrete of the structures.

For arch dams, deflection measurements are made using plumb



F. 1 *b*.

Hungry Horse Dam.

Barrage de Hungry Horse.

lines supended in wells or vertical shafts, triangulation measurements from precise surveys, and offsets from established base lines. Attempts to measure strains were made initially using carbon pile telemeters

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

which were not successful. Later, with the development of the elastic wire-type strain meter, better results were obtained.

In gravity dams, deflection measurements were usually made from plumb lines suspended in wells or shafts in the structure. Because of the length of sighting involved in many cases, survey methods may not be satisfactory for obtaining deflections.

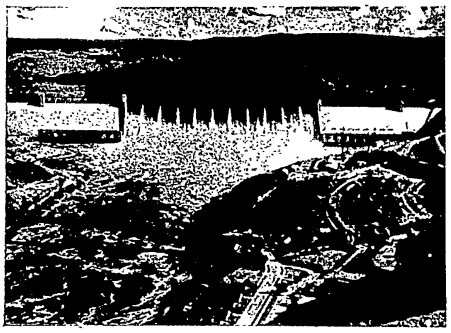


Fig. 1 c.
Grand Coulee Dam.
Barrage de Grand Coulee.

In both the arch and gravity dams, resistance thermometers were installed in a grid pattern in a maximum section of each dam. These instruments served to determine the distribution of temperature in the structure as this factor may contribute appreciably to the final stress conditions after the structure has been placed in service.

Both arch and gravity dams contained jointmeters on the joints bounding the blocks containing the strain meter groups. The jointmeters provided a means of measuring the beginning and extent of joint openings. The meters served as an indicator for determining when joint opening was maximum and when grouting should be performed on the joint. After grouting, the jointmeters further served to indicate the effectiveness of grouting and whether any movement in the joint continued after grouting had been performed.

At some of the dams, stress meters have been included along with groups of strain meters to serve as a means of checking the stress as determined in a certain direction from the strain meter groups.

This paper covers the results of stress and deflection studies for

two arch dams and two gravity dams. The investigations of arch dams were made for Hoover, and Hungry Horse Dams. The investigations of gravity dams included those for Grand Coulee and Canyon Ferry Dams. Where applicable, comparisons have been made with scale size structural models and also sectional models of one arch dam and one gravity dam and also with related analytical studies. These dams are shown in figure 1.

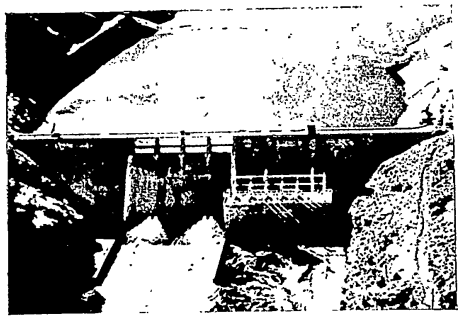


Fig. 1 d.
Canyon Ferry Dam.
Barrage de Canyon Ferry.

METHOD OF ANALYSIS.

Along with development of the strain meter itself and the programs of instrumentation in the earlier dams, there was the development of a suitable method for converting strain measured in the concrete, which creeps under load, to stresses that caused the measured deformation. The method departs somewhat from simple relationships obtained for elastic materials.

The usual method for computing stress from strain when a material is elastic is through application of the usual expressions for Hooke's law. However, while this method is valid for elastic materials, a modification is required for its use with strains as measured in concrete which creeps under sustained stress. Accordingly, a method was developed in which stresses were determined by using strains as measured by strain meters in the dam and using data made from laboratory tests

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

which gave the instantaneous elastic modulus and the creep characteristics of the concrete of the dam.

Application of the method is made through the principle of superposition, wherein stresses determined from sustained load tests of concrete cylinders in the laboratory were used in conjunction with the strains, as determined by strain meters in the dam. The method of analysis is described in sufficient detail in the paper [1] (1) of an earlier Congress of this organization, as well as in other publications, and thus its details need not be repeated here. The mechanics of the mathematical application to the method has evolved from the classic works of McHenry [2] on creep of concrete and of Raphael [1], [3] on the determination of stress in service structures. The mechanics of the mathematical treatment used in the problem to reduce the strain measurements to stress are largely due to the efforts of Hansen [4] and the elaborations made by Jones [5].

Creep of Concrete.

Simultaneously with the embedment of instruments in a dam, a series of 6-inch by 12-inch-long cylinders of identical concrete, each containing an embedded strain meter, are cast for testing in the Concrete Laboratory. The purpose of these tests is to determine separately the creep function for the dam concrete [1]. The cylinders are completely encased in copper foil or neoprene rubber jackets to avoid loss of moisture, and thus, as nearly as practicable, approximate the conditions of curing that are similar to those of the curing of the mass concrete of a dam.

From these laboratory tests, a logarithmic function is found that completely defines creep in the concrete of a dam.

The records from embedded strain meters extend over a period beginning immediately prior to their embedment in the dam and continue through to a current date. During the period of study, the temperature and concrete properties vary considerably. Successive corrections are required for temperature effect in the concrete, for dilation as measured by two or more combinations of three mutually perpendicular strain meters, and for the Poisson's ratio effect. These corrections are described in other papers [1], [3].

Other laboratory tests determine the coefficient of expansion of concrete and Poisson's ratio to use in the analysis.

Special Consideration of Creep of Concrete in Older Dams.

The initiating of studies using data from instruments in the earlier dams that would result in the stress behavior of the structures required the consideration of the characteristics of creep of the concrete in these

(1) Numbers refer to references at the end of this paper.

dams. No studies or tests to determine the creep characteristics of the concrete of the earlier constructed dams had been made. Such a situation was encountered in the structural behavior studies in the case of Hoover Dam where insufficient supplementary laboratory data on creep were gathered. Efforts were, therefore, made to obtain a practical method of predicting creep from the elastic modulus and other characteristics that are obtained as a matter of routine for practically all mass concretes. Attempts to relate creep directly with compressive strength or elastic modulus were unsuccessful. Further investigations using the creep from the mass concretes of five dams showed that the creep could be correlated with a " modular ratio " which is defined as the ratio of elastic modulus at the age at which the creep magnitude is desired to the modulus at the age of loading [4].

At that time extensive investigations of the creep characteristics of the concrete in the Bureau of Reclamation's Shasta Dam and the city of Seattle's Ross Dam were being made. The investigation of the behavior of Ross Dam was a joint undertaking of the Bureau of Reclamation and the city of Seattle. Results of this investigation have appeared elsewhere [6], [7]. From these tests it was found that by plotting the combined elastic plus creep strain against the age of concrete, a logarithmic curve could be produced from which it was possible to predict the creep at some future time. This system checked well with the available laboratory data. Accordingly, test data from 30- and 90-day coefficients for Hoover Dam concrete were investigated for a possible correlation with the average creep curve for Shasta and Ross Dam concretes. It was found that a constant proportionality existed to the extent of 0.8 the deformability of the Shasta-Ross creep curves. By using this relation a Hoover Dam coefficient was extrapolated for the age period from 2 to 365 days. This complete curve coincided closely with the similar curve for Ross concrete. This creep function was, therefore, used in the analyses of Hoover Dam as performed by machine computations.

A further study of the effect of creep of concrete was made to use in the analysis of strains from Grand Coulee Dam. Cement and aggregate as used in the dam during construction were used in fabricating a series of creep cylinders and loaded in order that creep data for the Grand Coulee concrete would be available for use in the analyses.

Computations.

Computations of stress from strain, using the principle of superposition [2] and the creep of concrete, as performed for several of the early dams, required the use of hand computing methods. These methods involved manpower and desk calculators and proved to be a rather tedious and time-consuming process, with results for the dams becoming available, in some cases, many years after completion of the dam. With the advent of the Hungry Horse Dam, the designers

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

expressed the desire to have available at progressive intervals the distribution of stress [8] at the base of the maximum cantilever as concrete placing operations progressed during construction, and as the reservoir waterload increased on the dam during the period of reservoir filling. The desire was expressed to have available the complete stress history for the cantilevers and the complete arch at about the time the reservoir water surface had reached normal operating level. Thus, several successive improvements over the earlier procedures were required in the methods of computation, all with the view of accelerating production of stress results.

A method was devised by which the speed of computation of stress [9] was considerably increased, using punched cards and high speed digital computers, which were available in the Bureau of Reclamation.

Initially this machine process merely reproduced mechanically the routine formerly performed by hand, but at a more rapid rate. Even this improvement over hand processing was found to require more time than desired, and a further refinement of the method was accomplished.

In the refined process, a stress computation method was devised, using an average logarithmic concept for the creep function that reduced considerably the amount of processing and also provided a readily usable method that was adaptable to hand computation.

When the creep test data became available from the laboratory, the Grand Coulee analyses for stress was performed by machine and extended for a period of 15 years [10]. Results of this analysis and results of the earlier analysis [1], when compared, show some expected differences in stress results.

The results of the studies of all the dams included in this paper [11], [12], [13] included the effects of creep as determined from the creep tests of concrete. The method used in computing stresses from strain measurements is identical for all dams.

CHARACTERISTICS OF THE DAMS AND INVESTIGATIONS CONDUCTED.

The dams discussed in this paper were all constructed using type II cement and aggregates having maximum dimensions of 6 in. The dams were all built in separate blocks, having radial joints in the case of arch dams and transverse joints in the case of gravity dams. One arch dam had several longitudinal joints and the other arch dam had one longitudinal joint. One of the gravity dams has several longitudinal joints and the other gravity dam had no longitudinal joints. The dams were constructed in lifts of 5 ft. each, with a time allowance between placing of the individual lifts that varied from 5 to 7 days.

The concrete of all of these dams was artificially cooled by a system of embedded piping through which river water or refrigerated water

was circulated to effect removal of heat generated by the hydrating cement. When the temperature of the concrete of all the dams had been reduced to a certain predetermined level, the contraction joints between the blocks were grouted to produce effectively monolithic structures.

TABLE 1.

Structural data on dams

TABLEAU 1.

Caracteristiques structurales des barrages.

TABLE 1-STRUCTURAL DATA ON DAMS

FEATURE \ DAM	HOOVER	GRAND COULEE	HUNGRY HORSE	CANYON FERRY
LOCATION	ARIZONA-NEVADA	WASHINGTON	MONTANA	MONTANA
RIVER	COLORADO	COLUMBIA	S FORK FLATHEAD	MISSOURI
TYPE	ARCH-GRAVITY (DOUBLE CURVATURE)	GRAVITY	ARCH-GRAVITY	GRAVITY
CONSTRUCTION DATE	JUNE 1933 FEB 1935 CONTINUOUSLY	JAN 1937 SEPT 1940 IN ANNUAL STAGES	SEPT 1949 APR 1952 IN FOUR ANNUAL STAGES	SEPT 1950 JULY 1953 IN FOUR ANNUAL STAGES
HEIGHT (STRUCTURAL FT)	726	550	564	225
HEIGHT (HYDRAULIC FT)	576	355	478	150
BASE THICKNESS (FT)	660	500	320	173
CREST LENGTH (FT)	1244	4173	2115	1000
RADIUS-AXIS (FT)	500		1200	
CONCRETE VOLUME (CUBIC YARDS)	3,251,000	9,738,000	2,935,000	349,500
FOUNDATION	ANDESITE TUFF BRECCIA	FINE GRAINED GRANITE	ARGILLACEOUS LIMESTONE	HORNFELS OR HORNSTONE
RESERVOIR CAPACITY (ACRE FEET)	31,142 000	9,312,000	3 468,000	2,051,000
TEMPERATURE CONTROL	WATER THRU EMBEDDED PIPES (PRE-REFRIGERATED)	WATER THRU EMBEDDED PIPES	WATER THRU EMBEDDED PIPES	WATER THRU EMBEDDED PIPES
GROUTING	ALL JOINTS TO TOP OF DAM AND ABUTMENTS	ALL JOINTS TO TOP OF DAM	ALL JOINTS TO TOP OF DAM	7 JOINTS TO EL 3635
SPILLWAY AND CAPACITY (CFS)	SIDE CHANNEL AND TUNNELS 200 000 CFS	OVER FLOW 1,000,000	MORNING GLORY AND SHAFT 50,000	OVER FLOW 50 000

DAM ONLY APPROXIMATE AREAS NOT INCLUDED

The characteristics of foundation material of each dam were determined from cores obtained in the river channel and abutment structures. Tests were conducted in the laboratory on the rock cores to determine the characteristics and structural properties of the specimens.

Tests were conducted in the laboratory on concrete cylinders that had been fabricated from identical concrete as used in the structure. These tests included studies for the characteristics and properties of the concrete. With the exception of Hoover Dam concrete, creep tests were conducted on all concretes from the dams as has been earlier

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

described. After construction, cores obtained from various locations in each dam were tested in the laboratory also.

The characteristics of the dams for which these structural behavior studies were made are presented in Table 1. The several types of investigations that were conducted on the dams are summarized in Table 2. Table 3 indicates the extent of the instrumentation of the dams.

TABLE 2.

Methods of investigating behavior of dams.

TABLEAU 2.

Méthodes d'investigation sur la résistance des barrages.

TABLE-II METHODS OF INVESTIGATING BEHAVIOR OF DAMS

FEATURE \ DAM	HOOVER	GRAND COULEE	HUNGRY HORSE	CANYON FERRY
ANALYTICAL DESIGN	TRIAL LOAD	GRAVITY	TRIAL LOAD	GRAVITY
MODEL TEST	1-PLASTER CELITE MODEL FOR SURFACE STRAINS AND DEFLECTIONS 2-RUBBER-LITHARGE MODEL FOR FLATFACE STRAINS AND DEFLECTIONS 3-PLASTER-CELITE SECTION OF CROWN CANTILEVER AND ARCHES	1-PLASTER CELITE MODEL FOR DEFLECTIONS 2-PLASTER CELITE SECTION OF VARIABLE CANTILEVER FOR STRAINS AND DEFLECTIONS	NONE	NONE
SCALE OF MODEL	1 240 P-C 1 150 R-L	1 240		
LOADING ON MODEL	MERCURY P C WATER R L	MERCURY		
INSTRUMENTATION OF PROTOTYPE FOR STRESS	STRAINMETERS IN CLUSTERS ON 13 SECTIONS	STRAINMETERS IN CLUSTERS ON ONE SECTION	STRAINMETERS IN CLUSTERS ON SEVEN SECTIONS	STRAINMETERS IN CLUSTERS ON ONE SECTION
PERIOD OF INSTRUMENT MEASUREMENTS	1933-1955 OR TO DATE	1938 TO DATE	1949 TO DATE	1950 TO DATE
DEFLECTION MEASUREMENTS	PLUMB LINES (2 ELEVATOR SHAFTS)	PLUMB LINES (4 ELEVATOR SHAFTS)	PLUMB LINES (3 WELLS)	NONE
TARGETS ON FACE OF DAM	PRECISE TRIANGULATION FROM 4 PIERS BY THEODOLITE	NONE	NONE	NONE
TRAVERSE (PRECISE)	TOP OF DAM AND THRU GALLERIES	TOP OF DAM AND THRU GALLERIES	NONE	NONE
LEVELS (PRECISE)	OVER TOP OF DAM FROM POINTS FAR REMOVED	OVER TOP OF DAM AND THRU GALLERIES	NONE	NONE

STRUCTURAL PERFORMANCE OF ARCH DAMS.

The results of the structural behavior studies of two arch dams are presented in the following paragraphs in which the conditions of stress, temperature and deflection of the structures are shown on appropriate diagrams.

TABLE 3.

Instruments installed in dams for measuring structural behavior.

TABLEAU 3.

Instruments installés dans les barrages pour mesurer leur comportement.

TABLE III-INSTRUMENTS INSTALLED IN DAMS FOR MEASURING STRUCTURAL BEHAVIOR

FEATURE \ DAM	HOOVER	GRAND COULEE	HUNGRY HORSE	CANYON FERRY
STRAINMETERS	403	40	508	42
STRESSMETERS		20	12	
JOINT METERS	71		80	10
CRACK METERS				1
THERMOMETERS	43	1188	53	52
PRESSURE INDICATORS			6	
STRAIN GAGE STATIONS	9 TUNNEL UNDER DAM			
EXTENSION METERS	116			
CLINOMETER STATIONS				
PLUMB LINES	2 (WIRE) 2 (OPTICAL)	4 (WIRE)	3 (WIRE)	
THEODOLITE PIERS	6			
TRIANGULATION TARGETS	63-DS FACE			
TRAVERSE POINTS	105	69		
LEVEL POINTS	1050 IN NET ON DAM	60		
UPLIFT POINTS	24	38	49	24
TILT METERS	74			
SEISMOGRAPHS	3-LAKE MEAD 1 DAM	1	1	
ACCELEROGRAPHS	3		1	
REINFORCEMENT METERS			22	8
PENSTOCK SHELL METERS			8	8

HOOVER DAM.

The investigation of stress conditions within Hoover Dam by means of strain meters was hampered by the failure of a number of the embedded instruments which occurred before the reservoir was filled. Sufficient instruments remained in operating condition, however, to furnish enough information for making stress plots at several sections of the dam. As a result of these instrument failures, many improvements were made in both the design and fabrication of the strain

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

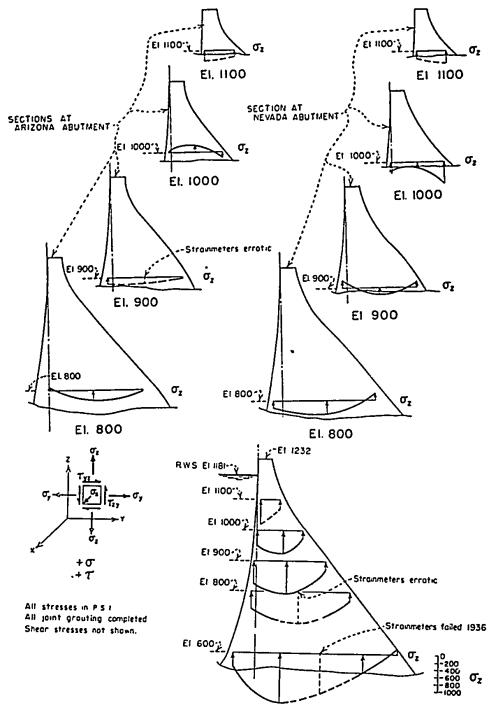


Fig. 2.

Hoover Dam-Observed vertical stresses.
Barrage Hoover. Tensions verticales observées.
Sections at Arizona abutment = *Coupe transversale à la butée de rive d'Arizona.*
Sections at Nevada abutment = *Coupe transversale à la butée de rive de Nevada.*
Strain meters erratic = *Extensomètres erratiques.*
Strain meters failed 1936 = *Extensomètres en défaut en* 1936.
All stresses in p. s. i. = *Toutes contraintes en lb/sq. in.*
All joint grouting completed = *Injection dans tous les joints achevée.*
Shear stresses not shown = *Contraintes de cisaillement non indiquées.*
Maximum section = *Section maximum* August 1939 = *Août* 1939.

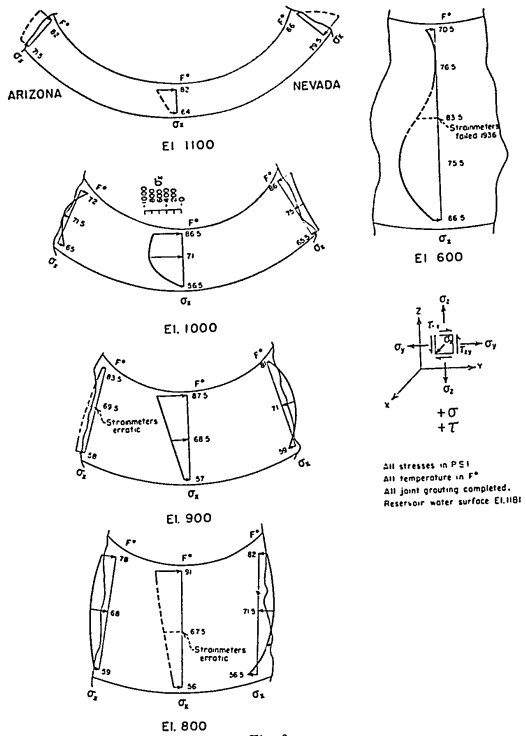


Fig. 3.

Hoover Dam. Observed horizontal stresses and temperature.
Barrage Hoover. Contraintes horizontales et températures observées.
Arizona = *Arizona.* Nevada = *Nevada.*
Strain meters failed 1936 = *Extensomètres en défaut en* 1936.
Strain meters erratic = *Extensomètres erratiques.*
All stresses in p. s. i. = *Toutes contraintes en lb/sq. in.*
All temperature in F° = *Toutes températures en degrés F.*
All joint grouting completed = *Injection achevée dans tous les joints.*
Reservoir water surface = *Plan d'eau du réservoir.*
August 1939 = *Août* 1939.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

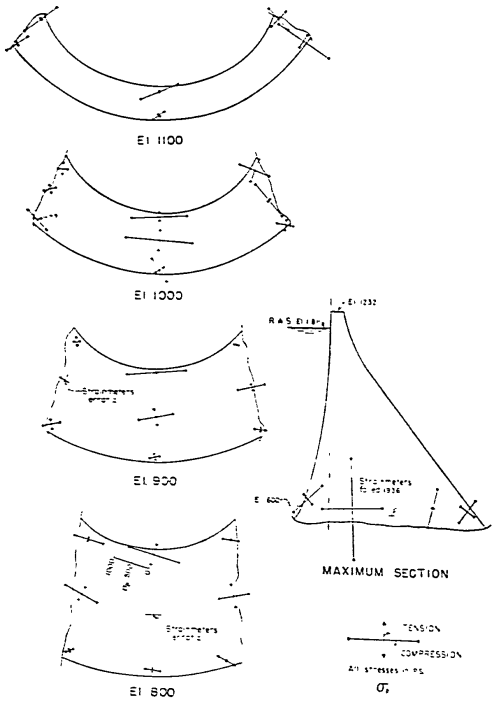
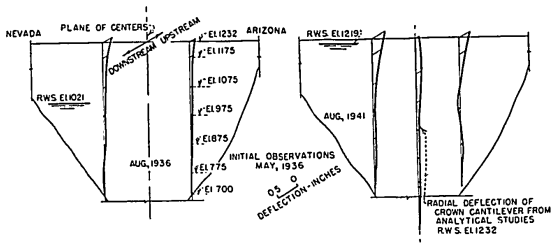


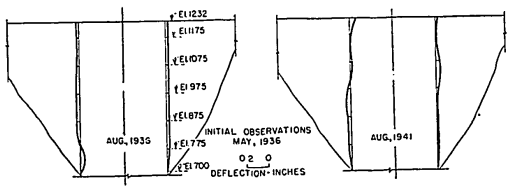
Fig. 4.

Hoover Dam. Observed principal stresses.
Barrage Hoover. Contraintes principales observées.

Strain meters erratic = *Extensomètres erratiques*
Strain meters failed 1936 = *Extensomètres en défaut en 1936.*
Maximum section = *Section maximum.*
Tension = *Traction.*
Compression = *Compression.*
All stresses in p. s. i. = *Toutes contraintes en lb sq. in.*
August 1939 = *Août 1939.*



RADIAL DEFLECTIONS



TANGENTIAL DEFLECTIONS

Fig. 5.

Hoover Dam. Radial and tangential deflections from plumb-lines.
Barrage Hoover. Mesure des déformations radiales et tangentielles à l'aide de fils à plomb.

Nevada = *Nevada.*
Arizona = *Arizona.*
Plane of centers = *Plan de symétrie.*
Downstream = *Aval.*
Upstream = *Amont*
Initial observations, May 1936 = *Observations initiales, mai 1936.*
Deflection, inches = *Flèche (en pouces).*
August 1936 = *Août 1936.*
Radial deflections = *Flèches radiales.*
Radial deflection of crown cantilever from analytical studies, reservoir water surface elevation 1 232 = *Déformation radiale du bloc de crête déterminée par études analytiques Cote du plan d'eau 1 232.*
August 1941 = *Août 1941.*
Tangential deflections = *Déformations tangentielles.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

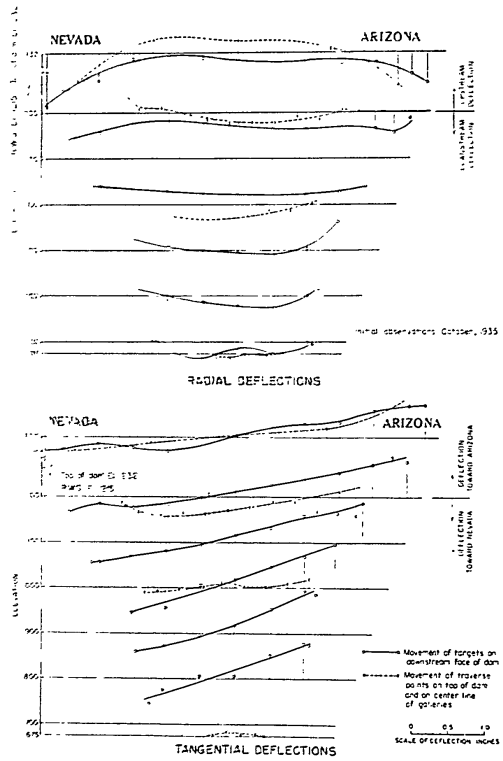


Fig. 6.

Hoover Dam. Observed radial and tangential deflections from targets on downstream face of dam and from traverses.
Barrage Hoover. Déformations radiales et tangentielles des repères sur la face aval et sur la crête.

Top of dam = *Crête du barrage.*
Nevada = *Nevada.*
Arizona = *Arizona.*

meters used later. The strain meters installed in recently constructed dams are of a more reliable type and better results are being obtained.

The results of the structural behavior studies of Hoover Dam are shown in figure 2 to 8, inclusive. This series of figures affords an opportunity to compare information as derived from observations made on the dam, the model tests, and analytical studies. In making such a comparison, it should be noted that as a result of changes in design, the sections of the models tested are not true geometric scale models of the structure as built. Also, the locations of the strain measurements were not at the same corresponding elevations. They were sufficiently close, however, to furnish a reasonable basis for comparison.

The vertical stresses shown in figure 2 were obtained from observations made in August 1939, 4 years after the dam was completed. At that time, the reservoir water surface was at elevation 1 181, 51 ft. below the top of the dam. During the period of reservoir filling, the temperature of the mass concrete increased from 20° to 50° F. The two abutment joints extending from elevation 600 to the top of the dam had been grouted a few months previously. These two factors produced a further tightening of the dam against the abutments.

The companion horizontal arch stresses are shown in figure 3. The temperature of the mass concrete existing at the points of measurement for the selected conditions are shown also. The principal stresses for the same loading condition are shown in figure 4.

Deflection measurements of the dam were made by means of plumb lines suspended in the elevator shafts of the dam, the results of which are shown in figure 5. The results of movements of targets located on the downstream face of the dam obtained from observations made with a theodolite mounted on reference piers downstream from the dam are shown in figure 6.

The plumb line measurements show the radial and tangential deflections at sections of the dam approximately 150 ft. to either side of the line of centers. The deflections shown by the plumb lines are due

LEGEND OF THE FIGURE 6

Upstream deflection = *Déformation en amont.*
Downstream deflection = *Déformation en aval*
Initial observations, October 1935 = *Observations initiales, octobre 1935.*
Radial deflections = *Déformations radiales.*
Deflection toward Arizona = *Déformation en direction d'Arizona.*
Deflection toward Nevada = *Déformation en direction de Nevada.*
Movement of targets on downstream face of dam = *Mouvement des repères sur la face aval du barrage.*
Movement of traverse points on top of dam and on center line of galleries = *Mouvement des points de repère sur la crête du barrage et sur l'axe des galeries.*
Scale of deflection-inches = *Échelle de déformation (pouces).*
Tangential deflections = *Déformations tangentielles.*
September 1941 = *Septembre 1941.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

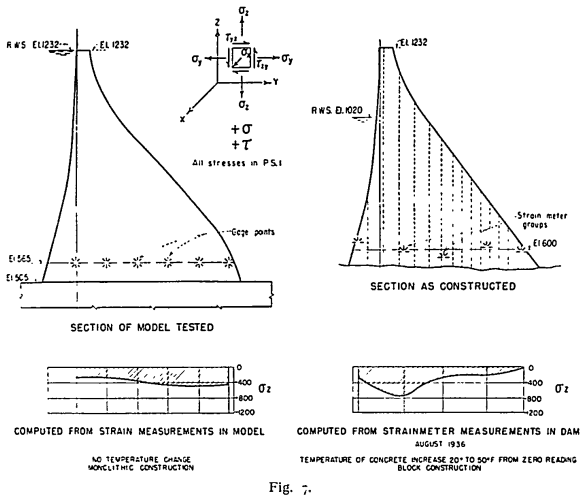


Fig. 7.

Hoover Dam. Comparison of vertical stresses between model test and prototype.

Barrage Hoover. Comparaison des contraintes verticales sur modèle et sur le barrage.

All stresses in p. s. i. = *Toutes contraintes en lb./sq. in.*

Gage points = *Points de mesure*

Section of model tested = *Coupe du modèle.*

Strain meter groups = *Groupes des extensomètres.*

Section as constructed = *Coupe du barrage construit.*

Computed from strain measurements in model = *Calcul par mesure de contraintes sur modèle.*

No temperature change = *Aucune variation de température.*

Monolithic construction = *Construction monolitique.*

Computed from strain meter measurements in dam = *Calcul par mesure de contraintes sur le barrage.*

August 1936 = *Août 1936.*

Temperature of concrete increase 20° to 50° F from zero reading = *La température de béton augmente 20° à 50° F à partir de la lecture zéro.*

Block construction = *Construction en blocs*

only to an increment of waterload and temperature change. This was due to the fact that the reservoir water surface was at elevation 1 021 when the plumb lines were installed and has never been drawn down below that elevation since that time.

The target movements observed September 1941 show likewise the radial and tangential movements at each target. These target data have been plotted in figure 6 to represent deflections in the planes of arches at several elevations. Results of precise traverses over the top of the dam and through several galleries are superimposed to show similarities and differences at several elevations and serve to illustrate the effect of temperature and of the thickness of the dam that contribute to the indicated deflections.

The program of structural model tests of Hoover Dam was for the purpose of verifying the mathematical analysis of arch dams. In particular, this series of tests was made in connection with the " Trial Load Method " of arch dam analysis as applied to dams having an unusually thick section. Two 3-dimensional models were built and tested [15], [16]. The first 3-dimensional model was built of a compound of building plaster and celite (diatomaceous earth) to a scale of 1 : 240, and the second was built of a compound of rubber and litharge to a scale of 1 : 180. Later, two sectional models were built for special studies of cantilever and arch elements, the plaster-celite material being used for both. The model of the crown cantilever element was built to a scale of 1 : 240, and the scale of the model of the arch element was 1 : 120. Mercury was used as a loading medium for the 3-dimensional plaster and celite model, and weights and compressed air were used as loads for the sectional models. The rubber model was loaded with water.

At the time the model tests were made, the strain measuring equipment available was rather crude compared with present day standards. Because of instrumental difficulties, a good comparison of strains in the model and prototype were not obtained. A comparison of the vertical stresses obtained from model tests and strain measurements on the dam is shown in figure 7. The strain meter observations made on the dam in August 1936 with the reservoir at elevation 1 020 formed the last complete set of readings made from the installation at elevation 600 ± before failure occurred at some of the strain meter groups. It should be noted that the section of the model was constructed of more massive proportions near the base than the prototype. Adaption of the prototype section was partially due to the early results of model tests and partly due to analytical investigations.

A comparison of deflection, as obtained from measurements made on the dam and measurements made on the model along with deflection results of the computations from the analytical design studies is shown in figure 8. The reservoir water surface was at elevation 1 215 at the time of the triangulation survey made on the structure; for model tests and analytical study, the reservoir surface was at elevation 1 232.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

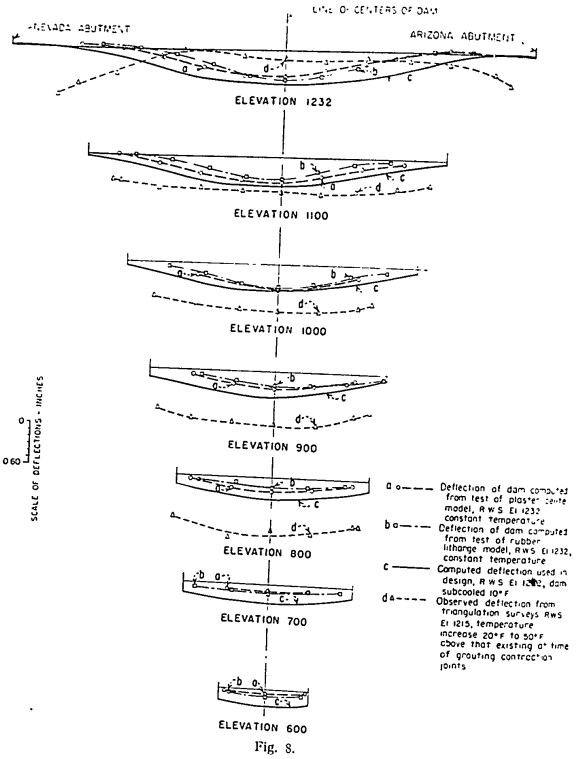


Fig. 8.

Hoover Dam. Computed and observed radial deflections.
Barrage Hoover. Déformations radiales calculées et mesurées.
Nevada abutment = *Butée de Nevada*
Line of centers of dam = *Axe du barrage*
Arizona abutment = *Butée d'Arizona.*
Scale of deflection (inches) = *Échelle de déformation (pouces)*

The radial deflections from the analytical study and from the tests of the two 3-dimensional models were in fairly close agreement in both magnitude and shape. The deflection obtained from the precise survey measurements was larger in the lower elevations and lesser near the top of the dam. This can be accounted for by the increase in temperature of the mass concrete during the 5-year period of reservoir filling and also by the deformation of the abutment rock.

Precise leveling measurements were performed over the area of the reservoir and were carried over the dam from points as far as 40 miles distant from the dam. These measurements were repeated at intervals of approximately 5 and 15 years after the initial measurements made shortly after construction. Results indicate a divergence at the dam of approximately 9 in. in 5 years and 5 in. in 15 years, with relation to a point 40 miles north of the dam. However, a general tipping of the entire area was noted from the level measurements, which may have also included the reference point 40 miles distant, and absolute difference in divergences would be less than the indicated divergences at the dam.

Hungry Horse Dam.

Results of the investigations of Hungry Horse Dam are shown in figures 9 and 10. The conditions of stress that existed on several sections of the dam during full reservoir operation condition are shown in figure 9. In figure 10 are shown the results of deflection measurements for two levels of reservoir water surface elevation.

The representation of stress shows the stresses near the base of the maximum section and the stresses at five sections of a complete arch, as they existed simultaneously. Deflection measurements were made on sections near the crown of the dam and in sections approximately

LEGEND OF THE FIGURE 8.

Deflection of dam computed from test of Plaster-Celite Model, reservoir water surface elevation 1 232, constant temperature = *Déformation du barrage calculée sur modèle en plâtre et célite Plan d'eau 1 232, température constante.*

Deflection of dam computed from test of Rubber-Litharge Model, reservoir water surface elevation 1 232, constant temperature = *Déformation du barrage calculée sur modèle en caoutchouc et litharge. Plan d'eau 1 232, température constante*

Computed deflection used in design reservoir water surface elevation 1 232, dam subcooled 10° F = *Déformations calculées utilisées dans le projet. Plan d'eau 1 232 La masse du barrage était refroidie à 10° F*

Observed deflection from triangulation surveys, reservoir water surface elevation 1 215, temperature increase 20° F to 50° F above that existing at time of grouting contraction joints = *Déformations observées par triangulation. Plan d'eau 1 215 La température augmente de 20 à 50° F par rapport à celle du moment de l'injection des joints*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

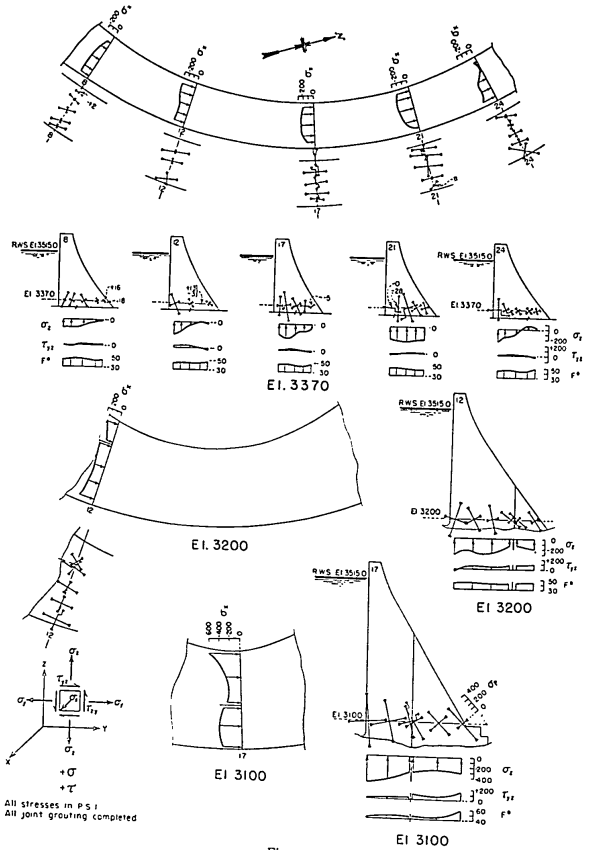


Fig. 9.

midway between the crown and each abutment of the dam. Results reflect the deflections that are in directions radial and tangential to the axis of the dam.

No model studies were made of Hungry Horse Dam.

STRUCTURAL PERFORMANCE OF GRAVITY DAMS.

The results of the investigation of the two gravity dams are shown in appropriate figures, and furnish representations of the vertical stress and of the horizontal stresses that are normal and parallel to the axis of the dams. The concrete temperatures at the points of stress measurement and the shear stresses are also shown. The principal stresses in a transverse plane for each dam for the condition of loading are shown diagramatically on the sectional plots of each dam. Results of deflection measurements are shown for the one dam where such measurements were made. Where model tests were made, the results are included for comparison with analytical solutions and the results of observations made on the structure.

Grand Coulee Dam.

Results of the investigation of Grand Coulee Dam are shown in figure 11. The figure indicates the conditions of stress and temperature that existed near the base of the section during the middle of 1952. The reservoir at this time was at approximate normal operating level. In figure 12, a comparison of the vertical stress near the base of the spillway is shown for the dam and for the model of the dam. No deflection results are shown for this dam as installations of the plumb lines in the four elevator shafts were not made until the reservoir had reached approximately the normal operating level. Consequently, the deflections that have been obtained from the plumb line measurements have indicated only minor movement due to fluctuations of the reservoir and seasonal changes of temperature. Results of the traverse and level measurements likewise have indicated only minor movement. These systems also were not installed until the reservoir had reached approximately normal operating level. Observations at

LEGEND OF THE FIGURE 9.

Hungry Horse Dam. Observed stresses and temperature
Barrage Hungry Horse. Contraintes et températures observées
All stresses in p. s. i = *Toutes contraintes en lb./sq. in.*
All joint grouting completed = *Injection achevée dans tous les joints.*
July 1953 = *Juillet 1953.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

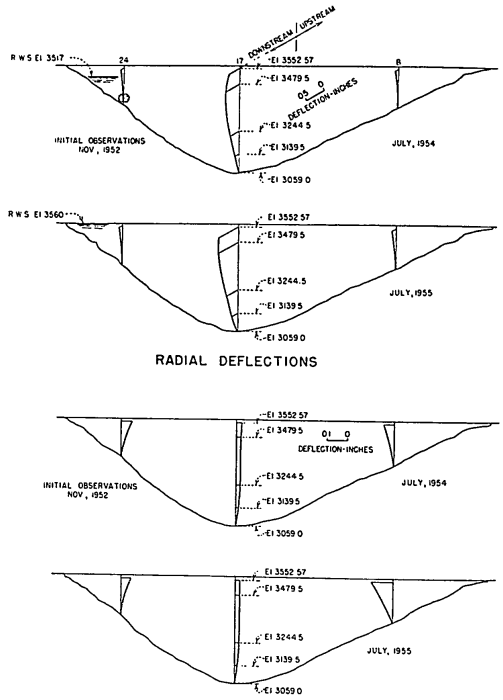


Fig. 10.

Hungry Horse Dam Radial and tangential deflections from plumb-lines.

Barrage Hungry Horse. Mesure des déformations radiales et tangentielles à l'aide de fils à plomb.

Upstream = *Amont.*
Downstream = *Aval.*
Deflection (inches) = *Déformation (pouces).*
Initial observations, November 1952 = *Observations initiales, novembre 1952.*
July 1954 = *Juillet 1954.*
Radial deflections = *Déformations radiales*
Tangential deflections = *Déformations tangentielles.*

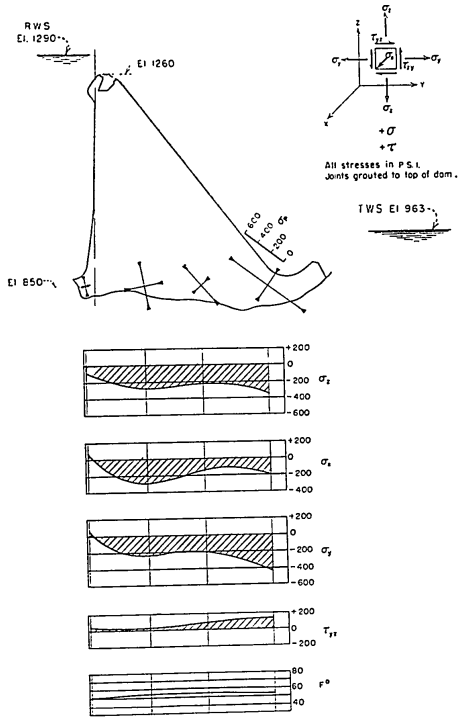


Fig. 11.

Grand Coulee Dam. Observed stresses and temperature.

Barrage de Grand Coulee. Contraintes et températures observées.

All stresses in p. s. i. = *Toutes contraintes en lb./sq. in.*

Joints grouted to top of dam = *Joints injectés jusqu'au sommet du barrage.*

July 1952 = *Juillet 1952.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Fig. 12.

Grand Coulee Dam. Comparisons of vertical and principal stresses between model test, prototype, and design investigation.

Barrage de Grand Coulee. Comparaison des contraintes verticales et principales sur modèle et sur le barrage et par étude analytique.

All stresses in p.s.i. = *Toutes contraintes en lb./sq. in.*

Section used in model from original studies = *Coupe étudiée sur modèle pour études initiales.*

Section as constructed = *Coupe du barrage construit.*

Section investigated analytically = *Coupe étudiée analytiquement.*

Computed from strain measurements in model = *Calculé d'après les mesures faites sur le modèle.*

Computed from strain meter measurements in dam = *Calculé d'après les mesures faites sur le barrage avec extensomètres.*

Computed by nonlinear stress method = *Calculé par la méthode des contraintes non linéaires*

the supports of the spillway gates showed a general downstream deflection of the dam during a period of about 1 year.

Fig. 13.

Canyon Ferry Dam. Observed stresses and temperature.

Barrage de Canyon Ferry. Contraintes et températures observées.

All stresses in p. s i. = *Toutes contraintes en lb./sq. in.*

Grouted to elevation 3 635 = *Injecté jusqu'à la cote* 3 635.

January 1954 = *Janvier* 1954.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

CANYON FERRY DAM.

Results of the investigation of Canyon Ferry Dam are shown in figure 13. This figure presents the conditions of stress and temperature at the beginning of 1954. The reservoir had reached its initial full operating level but the dam had not passed through cycles of low and high reservoir operating levels as in the case of Grand Coulee Dam. No measurements of deflection or deformations were made at this dam.

RESULTS AND CONCLUSIONS.

ARCH DAMS.

Comparison of results of the investigation of the arch dams reveal some very interesting factors. The vertical stress distributions at the various sections investigated reflect the weight distributions of the sections in a manner similar to a gravity dam. The horizontal stress distributions indicate greatest stress at points at the interior of the sections, while near the faces of the dam the stresses appear to reflect conditions of temperature that exist near the surface. At some locations in the case of Hoover Dam, tension is indicated.

Near the abutments of the arches, the results would appear to reflect the effect of the foundation on the stress distributions. In the case of Hoover Dam, the modulus of elasticity of the foundation on the Arizona side is known to be less than that of the foundation on the Nevada side. Deflection measurements from the plumb lines and from the system of targets on the downstream faces of the dam indicate generally a greater movement on the Arizona side than on the Nevada side. The net result, including the affect of temperature change on arch stress, could very well account for tensile stress near the abutment faces of the arches.

In the case of Hungry Horse Dam, the effect on stress of the longitudinal joint is noted in the stress distributions. There appears to be a marked disruption of stress by the joint, and the downstream block of the sections appear to be carrying more load in shear than the upstream blocks.

GRAVITY DAMS.

A comparison of the results of the investigation of the two gravity dams reveals that greatest vertical stress occurs at points in the section of the dam where greatest vertical elevations of concrete exists, and that stresses diminish as the downstream edge of the section is approached. In the case of Grand Coulee Dam the mass of the concrete in the " bucket " on the base at the downstream face of the dam and the contained mass of tail water are reflected in the vertical stress distribution. Likewise, greatest horizontal stress parallel to the axis

of the dams indicates greatest stress at the point in the section that contains greatest mass of vertical concrete. Shear stresses are generally of low magnitude and reflect distributions of normal stress concentrations as they occur. The principal stresses in the transverse planes indicate the direction of the major stress to be in the direction of load application.

The available comparison of stress between prototype, model and analytical investigation indicates a good general agreement in stress distribution as well as in stress magnitude.

CONCLUSIONS.

Several conclusions became evident from these studies, both for arch dams and for gravity dams. Among these conclusions are the following :

1. The stress distribution on sections of the dams between the upstream face and the downstream face does not follow a straight line as ordinarily assumed in most analytical studies, but appears to be a nonlinear distribution of stress, varying with temperature and conditions of loading.

2. Stresses caused by temperature changes in the mass concrete of the dams and by the manner in which the concrete is placed in a series of lifts may be greater than the stresses produced by certain stages of reservoir loading.

3. The pattern of stress distribution in a concrete dam does not remain constant but, with some deviations, follows annual cycles which are established by temperature conditions that are reflected from air temperature conditions and temperature conditions of the structure and reservoir operation.

4. The use of structural models is a valuable aid in designing both arch and gravity dams. While conditions of loading that are comparable to those of the prototype may not always be included in a model, the results from the model show the stress trends that are established due to weight of the structure and the loading imposed by the reservoir. By using prototype measurements and deducting the effects caused by temperature and conditions of grouting, the resulting stress conditions should be somewhat near those as shown by the model.

6. The results and conclusions that are shown for these studies generally indicate strong need for analytical studies that are made on the basis of conditions that are comparable to the conditions of operation. Usually, the conditions used in analytical studies that are made are for maximum loading conditions to fulfill requirements for design. The results for the maximum loading conditions of the analytical study are generally not applicable for comparison to the conditions shown by the strain meter study or by the model study. Comparison between results of the three types of studies that show results for similar loading

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

conditions of the structure will permit similarities and differences in stresses to be noted. Deductions may be made from these criteria that can eventually lead to economies in the use of construction materials and realistic stress distribution in dams, assuring the designer that the structure will operate and behave in a manner as anticipated by the design.

ACKNOWLEDGMENT.

The results presented in this paper represent the combined efforts of many individuals and are by no means entirely the efforts of the authors. Results of strain meter investigations and deflection measurements represent the combined efforts of individuals and of teams of workers in the Dams Branch and in the Engineering Laboratories of the Office of the Assistant Commissioner and Chief Engineer, Bureau of Reclamation, Department of the Interior, Denver, Colorado. The efforts of the field and office personnel at the various projects where the measurements were made are gratefully acknowledged.

REFERENCES.

1. Jerome M. RAPHAEL, *Determination of Stress from Measurements in Concrete Dams* (*Third Congress on Large Dams*, Stockholm, 1948, Question No. 9, Report No. 54).
2. Douglas McHENRY, *A New Aspect of Creep in Concrete and Its Application to Design* (*Proc. A. S. T. M.*, vol. 43, 1943, p. 1069).
3. Jerome M. RAPHAEL, *The Development of Stresses in Shasta Dam* (*Trans. A. S. C. E.*, vol. 118, 1953, p. 289).
4. J. A. HANSON, *A 10-Year Study of Creep Properties of Concrete* (Bureau of Reclamation, Concrete Laboratories Report SP-38, July 1953).
5. K. JONES, *Calculation of Stress from Strain in Concrete* (Bureau of Reclamation, Technical Memorandum No. 653, February 1955).
6. A. Warren SIMONDS, *The Determination of Stresses in an Arch Dam from Observed Strains* (Rilem Paper 4, U. S. A. Themes 1 *a*, 1 *b* et 3 *a*, Lisbon, October 1955).
7. Joe T. RICHARDSON, *Arch Dams : Stress Studies for Ross Dam* (*Proc. A. S. C. E.*, separate 1 267, June 1957).
8. Jerome M. RAPHAEL, *Effect of Longitudinal Joint on the Stresses at the Base of an Arch Dam* (Rilem Paper 33, U. S. A. Themes 3 *a*, Lisbon, October 1955).
9. Jerome M. RAPHAEL and John R. BRUGGEMAN, *Analysis of Strain Measurements in Dams by Use of Punched Card Machines*, a paper presented at summer convention, A. S. C. E., Denver, Colorado, June 1952.
10. William T. LOCKMAN, *15-Year Report, Structural Behavior of Grand Coulee Dam* (Technical Memorandum 652, Bureau of Reclamation, March 1955).
11. Joe T. RICHARDSON, *The Structural Behavior of Hoover Dam* (Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, November 1957).

12. William T. LOCKMAN, *Stresses Determined by Strain Meters in Canyon Ferry Dam* (Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, May 1956).
13. Joe T. RICHARDSON, *The Structural Behavior of Hungry Horse Dam* (Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, February 1957).
14. ENGINEERING FOUNDATION COMMITTEE ON ARCH DAM INVESTIGATION, *Arch Dam Investigation*, vol I, 1927; vol. II, 1934; vol. III, 1933.
15. BOULDER CANYON PROJECT, Final Reports, Part V Technical Investigations, Bulletin 3, *Model Tests of Boulder Dam.*
16. BOULDER CANYON PROJECT, Final Reports, Part V Technical Investigations, Bulletin 6, *Model Tests of Arch and Cantilever Elements.*

SUMMARY.

During the past three decades, the Bureau of Reclamation has studied the structural behavior of the high concrete dams built under its jurisdiction. The dams that have been investigated are both gravity and arch-type structures. The behavior of the dams has been observed experimentally by means of instruments such as strain meters, stress meters, various types of pressure cells and resistance thermometers embedded in the mass concrete of the dams. Where feasible, the movements of the dams have been determined also by means of plumb lines extending in formed wells between the tops of the dams and their foundations, and by means of precise measurements of leveling and triangulation. Investigation of elastic and creep properties of concrete have been made and a method of computing stresses from strain measurements in mass concrete has been developed which includes the effect of creep.

Examples of structural behavior of two arch dams and two gravity dams as determined by observations on the structures are cited and the results shown on suitable diagrams. The arch dams include Hoover and Hungry Horse Dams, and the gravity dams include Grand Coulee and Canyon Ferry Dams. The behavior of these dams, in general, has been studied to obtain a better understanding of stress, as derived from measured strain, within the mass of the structure, and to determine the effects contributed to stress by the elements of progressing construction, loading of the dam during reservoir filling, contraction joint grouting, abutment grouting, and temperature variation; all of which result in the stress behavior and structural performance during the service life of the dams. The analyses made from the data from strain meters embedded in the dams show progressively the stress conditions in the structure during these loading conditions.

Model studies were made of two of the dams, namely, Hoover and Grand Coulee. The results of the model studies are shown on suitable diagrams for comparison with the results of the observations made on the structures.

The conclusions drawn from these studies are : 1. that the stress

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

distribution across sections between upstream face and downstream face does not follow a straight line but varies with temperature and load conditions; 2. stresses caused by temperature changes in the mass concrete and by the construction program may be greater than those produced by certain stages of reservoir load; 3. the pattern of stress distribution does not stay constant, but with some variations follows annual cycles which are affected by temperature conditions and reservoir operation.

RÉSUMÉ.

Pendant les trente dernières années, le « Bureau of Reclamation » a étudié le comportement des hauts barrages en béton qui ont été construits sous son égide.

Les barrages qui ont été étudiés sont des types poids et voûte.

Le problème de la résistance des barrages a été étudié expérimentalement à l'aide des instruments tels qu'extensomètres, tensiomètres, différents types des cellules manométriques et thermomètres à résistance, qui étaient logés dans la masse du béton. En même temps et dans la mesure du possible, les déformations des barrages ont été déterminées à l'aide de fils à plomb qui s'étendaient le long des puits formés entre la crête et le fondement des barrages et par des mesures précises des déplacements en directions verticale et horizontale à l'aide du nivellement et de la triangulation. Des études concernant les propriétés plastiques et élastiques du béton ont été faites et une méthode pour le calcul des contraintes d'après les mesures d'allongement a été développée. Cette méthode prend également en considération les effets de la plasticité.

Les exemples concernant le comportement de deux barrages du type voûte et de deux barrages du type poids sont cités dans ce document et les résultats sont représentés sous forme de diagrammes. Les deux barrages du type voûte sont ceux de Hoover et Hungry Horse et les deux autres du type poids sont ceux de Grand Coulee et Canyon Ferry.

En général, le problème de la résistance de ces barrages a été étudié : 1. pour obtenir une meilleure notion des tensions qui peuvent être déterminées d'après les allongements mesurés dans la masse de l'ouvrage; 2. pour déterminer les effets des facteurs tels que l'avancement de la construction, la mise en charge du barrage pendant le remplissage du réservoir, l'injection des joints de contraction, l'injection des rives et les variations de la température qui contribuent au développement des tensions et exercent une influence sur les contraintes dans le barrage et sur son comportement en service.

Les études faites à l'aide des extensomètres noyés montrent les variations des tensions dans la masse pendant la durée de la mise en charge dans les différentes conditions ci-dessus.

Des essais sur modèles ont été exécutés pour deux de ces barrages (Hoover et Grand Coulee) et les résultats obtenus sont représentés

par des diagrammes qui permettent de comparer ces resultats avec les observations faites sur les ouvrages eux-mêmse.

Les conclusions de ces travaux sont les suivantes : 1. la distribution des tensions dans une coupe transversale ne suit pas le tracé d'une ligne droite entre la face amont et la face aval et elle change suivant les conditions de température et les forces appliquées. 2. les tensions dues aux variations de la température et à l'avancement de la construction de la masse du barrage peuvent être superieures à celles qui sont produites par la pression de l'eau du reservoir dans certain cas: 3. l'aspect de la distribution des tensions ne reste pas constant, mais varie suivant des cycles annuels qui sont influences par les conditions de temperature et d'utilisation du reservoir.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York. 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 123

QUESTION N° 20

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

L. BOSSOVSKY
(U. R. S. S.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

CONSTRUCTION ET SURÉLÉVATION D'UN GRAND BARRAGE EN TERRE A NOYAU CENTRAL EXÉCUTÉES PAR REMBLAYAGE HYDRAULIQUE (*).

L. BOSSOVSKY, Ing.

Committee for the U. S. S. R.
Participation in International Power Conferences.

La réalisation de l'aménagement hydraulique de Minguétchaour résoud un ensemble de problèmes très importants pour l'économie nationale de l'Azerbaidjan, dont voici les principaux :

Production d'énergie électrique à bon marché;
Irrigation des terres fertiles;
Amélioration de la navigabilité sur la Koura;
Lutte contre les inondations et la malaria.

1. CONDITIONS NATURELLES.

Écoulement moyen annuel des eaux de la Koura dans le site de l'aménagement hydroélectrique : 13,6 milliards de mètres cubes.

Climat de la région de l'aménagement sec, chaud ; température moyenne annuelle de plus de 14,7° C.

(*)

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Précipitations annuelles de 230 à 320 mm.

La région de la construction du barrage est sujette aux séismes.

Des couches d'argiles et de grès de l'époque apchérone alternent dans l'assise du barrage.

La couche supérieure des roches originaires est affaiblie par l'érosion.

On a décidé d'utiliser pour l'édification du barrage une carrière de sable et de gravier située à 5 km de distance, dans le bief aval.

Le sol de la carrière est hétérogène. La teneur en gravier varie entre 1 et 65 % dans les diverses sections de la carrière.

2. PROJET DU BARRAGE ET TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX.

Hauteur projetée du barrage 76,0 m (1); chute 70 m.

A la suite de l'étude de différentes variantes du barrage et pour des raisons économiques il a été décidé de le construire en utilisant les terres sablonneuses et graveleuses par remblayage hydraulique bilatéral, à noyau central.

Vu que la pratique tant nationale que mondiale, ne connaissait pas d'ouvrages semblables, on a dû procéder à des travaux expérimentaux en même temps que des recherches théoriques.

Ces travaux expérimentaux ont été menés sur une installation spéciale édifiée sur le chantier de construction.

L'extraction des matériaux de la carrière et leur transport dans le modèle de l'ouvrage à remblayage hydraulique expérimental (R. H. E.) ont été exécutés à l'aide d'une drague suceuse flottante et un poste intermédiaire de pompage auxiliaire pourvu d'engins d'aspiration du matériau de refoulement 12 H 3 à diamètre de la buse d'aspiration de 350 mm et débit en eau de 1 400 m³/h.

Les modèles étaient constitués comme différents tronçons du demi-profil du barrage, exécutés en grandeur nature. La longueur du modèle atteignait 160 m, ce qui correspondait à une largeur totale du profil de la digue de 320,0 m.

La largeur du modèle le long du front de remblayage hydraulique était de 30 m.

En tout il a été transporté dans le modèle près de 60 000 m³ de terre.

Plusieurs méthodes de remblayage hydraulique y compris celle qui a reçu le nom « de remblayage hydraulique transversal », ont été étudiées en utilisant les modèles R. H. E.

Cette méthode se ramène essentiellement à remblayer du matériau de refoulement dans les zones de remblayage par des orifices de décharge aménagés dans le conduit, ce dernier étant placé dans le sens transversal par rapport à l'axe du barrage; on utilise lors du remblayage la classification naturelle des terres.

(1) Par la suite la hauteur du barrage a été portée à 80 m.

Parmi toutes les méthodes essayées les résultats les meilleurs ont été obtenus par le déversement alternatif par l'extrémité du conduit de la totalité du débit du matériau de refoulement.

On a également monté une installation expérimentale de circulation utilisant un conduit de refoulement de 400 m de longueur environ et de 350 mm de diamètre, destinée à l'étude du mouvement de ce matériau et à celle des régimes divers de transport hydraulique.

Les conclusions essentielles suivantes découlent des travaux effectués à l'aide de la R. H. E.

1. Lors du déversement du matériau sur les zones de remblayage par l'intermédiaire des orifices du conduit, placé le long du talus extérieur du barrage on constate une classification nette en fractions des terres aréno-gravéleuses; il en résulte une non homogénéité du barrage suivant sa longueur.

Les tentatives faites pour disposer les orifices en hélice ont réduit ce phénomène, mais n'ont pas quand même donné de résultats entièrement satisfaisants.

Par conséquent il est recommandé de laisser couler les matériaux de refoulement en jet concentré par l'orifice à extrémité du conduit.

2. La distribution des terres provenant de la carrière sur la zone de remblayage se fait suivant une ligne à gradins réguliers déterminant l'existence de trois zones nettement prononcées, à savoir :

a. prismes extérieurs à l'intérieur desquels presque tout le gravier est déposé, les interstices de ce dernier étant remplis par du sable;

b. zone intermédiaire constituée par du sable et par une faible quantité de gravier;

c. noyau constitué par du sable fin, du matériau pulvérulent et de l'argile.

Les prismes extérieurs occupent 50 % du profil du barrage et sont caractérisés par un poids spécifique apparent du squelette solide $\gamma_{sq} = 1{,}9$ à 2,0 t/m³.

La zone intermédiaire occupe 40 % du demi-profil et le poids spécifique apparent de son squelette est de 1,55 t/m³, tandis que le noyau occupe 10 % du demi-profil et son poids spécifique apparent $\gamma_{sq} = 1{,}40$ t/m³.

3. Les matériaux terreux du noyau du barrage soumis à l'effet des forces dynamiques se liquéfient à un poids spécifique apparent de 1,40 à 1,50 t/m³.

Par conséquent, la menace de liquéfaction du noyau lors d'un séisme est très réelle. Il est nécessaire d'assurer au noyau une densité correspondante à un poids spécifique apparent supérieur ou égal à 1,5 t/m³, ainsi que de tenir compte dans les calculs de l'éventualité de sa liquéfaction.

4. Les recherches effectuées sur l'installation de circulation du R.H.E. ont mis en évidence le régime optimum de transport hydraulique des matériaux terreux et ont permis de déterminer les pertes de charge

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

et de vitesse en fonction de la consistance du matériau de refoulement dans les conduits de 300 à 400 mm de diamètre.

Les résultats obtenus à l'aide de la méthode R. H. E. ont été utilisés lors de l'établissement du projet du barrage.

On a retenu dans ce projet comme méthode de base de l'exécution des travaux de remblayage hydraulique du barrage le remblayage bilatéral, sans estacade, avec débit du mélange boueux $Q = 1{,}0$ m³/s assuré par un orifice unique se trouvant à l'extrémité du conduit.

Le profil du barrage est divisé en trois zones : les prismes extérieurs, les prismes intermédiaires et le noyau.

Les prismes extérieurs et les prismes intermédiaires sont la partie d'appui du profil du barrage supportant la pression des forces extérieures et du noyau.

Le noyau est l'élément essentiel d'étanchéité du barrage.

Les caractéristiques géotechniques des différents éléments du profil du barrage utilisées pour l'établissement du projet, sont indiquées au Tableau 5.

Pour que le corps du barrage exécuté par remblayage ait la qualité nécessaire, compte tenu de la méthode choisie, les matériaux terreux extraits des carrières doivent contenir de 35 à 40 % de fractions supérieures à 2,0 mm.

Il a été prévu que toutes les fractions plus fines que 0,01 mm doivent être éliminées du noyau avec l'eau en excédent et que la teneur dans le noyau en fractions plus fines que 0,05 mm (pulvérulentes) ne doit pas être supérieure à 15 %.

Ces mesures ont été dictées par le désir d'accélérer le processus de consolidation ainsi que d'éviter la perte éventuelle de stabilité des matériaux du noyau, lors d'un séisme.

Les calculs de la stabilité du profil du barrage ont été menés en partant des considérations fondamentales suivantes :

a. L'assise est la surface de glissement la plus sujette à caution. D'après les données de recherches le coefficient moyen de frottement des matériaux du barrage sur l'assise a été pris $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}45$.

b. Dans les conditions les plus défavorables (séisme compris) les matériaux du noyau perdent leur stabilité sous l'effet des secousses et exercent au-dessous du niveau de la ligne de dépression une pression hydrostatique sur les prismes d'appui, comme le ferait un liquide lourd (à poids spécifique apparent $\gamma = 2{,}0$ t/m³ et à coefficient de pression latérale $\xi = 1{,}0$).

Le barrage a été calculé pour résister à des séismes classés 8 dans l'échelle de séismologues.

c. Dans les conditions de construction les matériaux du noyau ont été considérés comme liquéfiés sur toute leur hauteur, la résistance aux secousses séismiques n'étant pas prévue.

Les coefficients de sécurité de la stabilité des talus du barrage, obtenus par voie de calcul, sont indiqués au Tableau 1.

Tableau 1.

N° de réf	Profil du barrage pour lequel les calculs ont été effectués.	Calcul pour les conditions suivantes :	Coefficients de sécurité de la stabilité : talus amont.	talus aval.
1.	Au lit du fleuve, à hauteur maximum du barrage H = 76 m..	De construction	1,20	1,29
		D'exploitation	1,80	1,70
		Les plus défavorables	1,04	1,10
2.	Sur la rive gauche, à hauteur maximum du barrage H = 48 m et fondation en pente vers le bief aval...	De construction	1,0	1,18
		D'exploitation	1,45	1,40
		Les plus défavorables	1,04	1,12

En admettant pour un barrage en terre des coefficients de sécurité de la stabilité si faibles, dans plusieurs cas inférieurs aux coefficients imposés par les normes, on prévoyait qu'au fur et à mesure de la consolidation et de la diminution du coefficient de la pression latérale du noyau la stabilité du barrage ira en croissant.

L'exécution d'un rideau d'étanchéité d'une longueur totale de 1,0 km et de 50 m de profondeur a été prévue dans le tronçon du barrage où l'on a décelé dans l'assise des grès fissurés.

Le prisme principal de drainage est situé à une grande profondeur dans le corps du barrage, entre les prismes extérieur et intermédiaire.

Cet emplacement du prisme de drainage doit abaisser sensiblement la surface de la ligne de dépression, ce qui aura comme effet un accroissement notable de la stabilité du talus aval.

Le prisme de drainage est prévu au projet sous forme d'un empilage à sec des blocs creux en béton, enseveli par un filtre en gravier et en sable.

L'évacuation de l'eau de ce prisme est assurée par neuf drains de construction identique à celle du prisme.

Le débit d'infiltration total du barrage a été précalculé comme étant de 600 l/s (0,4 l/s par mètre courant).

La construction du drainage prévue dans le projet s'est révélée comme très économique. (Son coût est de cinq fois inférieur à celui d'un drainage en pierres naturelles.)

3. RECHERCHES EFFECTUÉES EN COURS DE LA CONSTRUCTION DU BARRAGE.

Un contrôle géotechnique a été effectué au cours de l'édification du barrage.

Des échantillons de terre ont été prélevés suivant des coupes perpen-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

diculaires à l'axe du barrage situées tous les 50 m, de façon à caractériser toutes les zones du barrage. Dans le sens de la hauteur ces échantillons ont été prélevés à 1 m de distance dans le corps constitué par remblayage hydraulique. Dans les prismes extérieurs ou intermédiaires, les échantillons ont été prélevés sur la surface de la couche remblayée et dans le noyau ils ont été pris sur la surface de la couche consolidée.

Pour caractériser le comportement de la mare centrale et les phénomènes de décantation qui s'y déroulent on prélevait de temps en temps des échantillons de la suspension et de l'eau d'évacuation.

Tous les échantillons prélevés étaient analysés en laboratoire.

On procédait périodiquement aux forages dans le noyau et dans la zone du barrage adjacente pour étudier la consolidation et l'état des matériaux terreux du barrage.

Le premier de ces forages a été exécuté en novembre 1952, dix mois après le commencement des travaux de remblayage du barrage (février 1952). La hauteur de la couche remblayée atteignait à cette époque 26 m (cote de niveau du remblayage 187,0 m).

On a exécuté en tout six forages entre novembre 1952 et mai 1954 (cote de niveau du remblayage 220 m, hauteur de la couche remblayée 59 m).

A partir de mars 1955 (le remblayage du barrage étant terminé) et jusqu'en juillet 1955 on a foré encore 14 puits dont une partie à travers toute l'épaisseur de la couche remblayée jusqu'à la fondation.

On a prélevé dans ces forages et l'on a étudié près de 600 échantillons à structure remaniée et près de 400 échantillons à structure intacte.

En plus des échantillons prélevés dans les forages on a effectué également des recherches électrométriques sur la densité des terres du noyau dans la zone saturée d'eau.

On a construit suivant l'axe du barrage un puits, revêtu de métal, de 2,0 m de diamètre et de 60 m de profondeur. Des trapes ont été aménagées dans les parois de ce puits pour permettre le prélèvement d'échantillons. Les échantillons prélevés dans le puits ont été soumis en plus de recherches habituelles à celle de la stabilité dynamique.

En outre on a aménagé six coupes piézométriques à l'aide desquelles on a mené des observations sur le régime d'infiltration et la pression interstitielle.

Le débit d'infiltration est mesuré systématiquement dans les puits de drainage.

Nous donnons plus loin les résultats principaux des recherches effectuées.

Matériaux utilisés pour la construction du barrage.

Les carrières utilisées pour l'emprunt du matériau pour le barrage ont une composition granulométrique non uniforme.

L'extraction des matériaux terreux pour le barrage a été menée à l'aide d'excavateurs dans 10 à 19 chantiers simultanément. De là la terre était transportée par trains dans une trémie où son mélange s'effectuait naturellement. Les matériaux en provenance de la trémie étaient transportés hydrauliquement par des conduits et amenés au barrage. Il est intéressant de connaître au point de vue de la formation de corps du barrage la composition moyenne des matériaux terreux qui se sont constitués dans la trémie. Pour obtenir les caractéristiques de ces matériaux on prélevait toutes les 2 h des échantillons de terre contenus dans la trémie. Ensuite en partant de ces échantillons et en les mélangeant on préparait un échantillon moyen pour les 24 h.

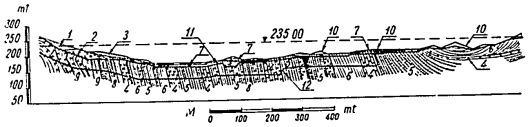


Fig. 1.

Courbes moyennes de la composition granulométrique des terres dans les diverses zones du barrage, de la terre utilisée pour le remblayage et de celle évacuée de la mare centrale.

(1) Terre évacuée de la mare centrale.
(2) Noyau.
(3) Prisme intermédiaire.
(4) Prisme extérieur.
(5) Matériaux terreux utilisés pour le remblayage.
(6) Argile.
(7) Matériau pulvérulent.
(8) Sable fin.
(9) Sable moyen.
(10) Sable gros.
(11) Gravier.
(12) Galets.
(13) Teneur en fractions (%).
(14) Dimension des fractions (mm).

Mean granulometric composition curves of soil in dam zones. Soil from which dam and spillway were filled.

(1) *Spillway from pond.*
(2) *Core.*
(3) *Intermediate prism.*
(4) *External prism.*
(5) *Soil from which dam was filled.*
(6) *Clay*
(7) *Dust.*
(8) *Fine sand.*
(9) *Middle sand particles.*
(10) *Big sand particles.*
(11) *Gravel.*
(12) *Pebble.*
(13) *Fraction percentage.*
(14) *Size of fractions* (mm).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La courbe moyenne de la composition granulométrique de la terre utilisée pour le remblayage hydraulique du barrage est représentée sur la figure 1. Le réglage de la composition des matériaux amenés dans la trémie-mélangeuse se faisait par une répartition convenable des excavateurs dans les chantiers de la carrière. Lors des écarts de la norme on intensifiait suivant les besoins l'extraction des terres sablonneuses graveleuses.

Profil du barrage.

Le profil d'exécution du barrage est représenté sur la figure 2.

Dans l'ensemble le profil du barrage a été exécuté en conformité avec le projet.

Prismes extérieur et intermédiaire du barrage.

La composition granulométrique du matériau déposé dans la partie d'appui du profil du barrage (c'est-à-dire dans les prismes extérieur et intermédiaire) ainsi que ses caractéristiques géotechniques varient suivant la section transversale du barrage ainsi que la hauteur de ce dernier.

Ces variations suivent une loi déterminée dans un barrage à noyau central, exécuté par remblayage hydraulique. Les fractions les plus grosses des matériaux se déposent au voisinage des parements extérieurs du barrage; au fur et à mesure qu'on se rapproche de la partie centrale du barrage ces fractions sont remplacées progressivement par des matériaux à granulation fine constituant le noyau.

On peut distinguer deux zones caractéristiques dans la partie d'appui du barrage :

prisme extérieur, occupant 50 % du profil;
prisme intermédiaire, occupant 40 % de ce dernier.

La répartition des différentes fractions des matériaux terreux dans la plage d'épandage est mise en évidence sur la figure 3.

Cette répartition peut être caractérisée par la teneur quasi constante des fractions de 0,25 à 0,5 mm et de 0,5 à 2,0 mm pour l'ensemble du profil.

Ce caractère de la répartition subsiste jusqu'à une hauteur élevée du barrage.

Cependant, au fur et à mesure de l'accroissement de la hauteur de la couche remblayée et de la diminution de la longueur sur la plage d'épandage le tableau de répartition se modifie. A ces cotes supérieures à 220 m la répartition perd déjà son caractère particulier.

La caractéristique moyenne des matériaux terreux des prismes extérieur et intermédiaire établie d'après les données de recherches est représentée sur la figure 1 et au Tableau 2.

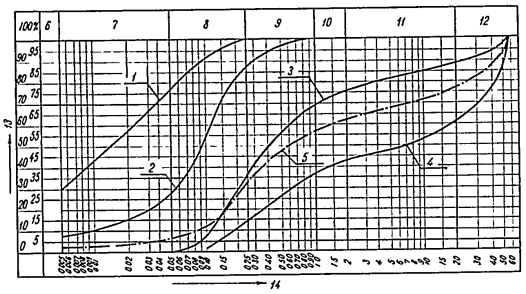


Fig. 2.

Profil transversal d'exécution du barrage.

(1) Prismes extérieurs.
(2) Prismes intermédiaires.
(3) Noyau.
(4) Batardeau amont.
(5) Batardeau aval.
(6) Dent en terre argileuse.
(7) Rideau d'étanchéité.
(8) Drainage.
(9) Évacuation du drainage.
(10) Puits de contrôle.
(11) Limite du remblayage de la première tranche.
(12) Revêtement du barrage en plaques de 50 cm d'épaisseur.
(13) Remblai en terre.
(14) Position réelle de la ligne de dépression

Executive cross-section of dam.

(1) *External prisms.*
(2) *Intermediate prisms.*
(3) *Core.*
(4) *Upstream cofferdam.*
(5) *Downstream cofferdam.*
(6) *Sandy loam cut-off.*
(7) *Grout curtain.*
(8) *Drainage.*
(9) *Outlet drainage*
(10) *Control well.*
(11) *Filling border of the 1st stage.*
(12) *Plates with thickness of* 50 cm *for shoring.*
(13) *Soil dumps.*
(14) *Actual situation of depression curve.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

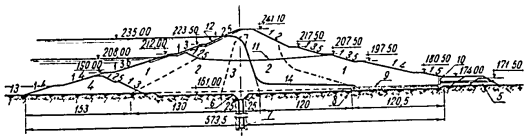


Fig. 3.

Répartition des matériaux terreux suivant les fractions sur la plage d'épandage.

(1) Teneur en fractions (%).
(2) Distance de l'axe du barrage (m).
(3) Noyau
(4) Prisme intermédiaire.
(5) Prisme extérieur.
(6) Parement du barrage.
(7) Axe du barrage

Disposition of soil fractions in the site of filling

(1) *Fraction percentage.*
(2) *Distance from dam axis* (m).
(3) *Core.*
(4) *Intermediate prism.*
(5) *External prism.*
(6) *External face of dam.*
(7) *Dam axis.*

Tableau 2.

N° de réf.	Désignation des caractéristiques.	Unité de mesure.	Prisme — extérieur, 50% du profil.	Prisme — intermédiaire, 40% du profil.
1.	Poids spécifique apparent du squelette solide...	t m³	1,90–2,00	1,66–1,71
2.	Indice de vides...	n	0,26–0,30	0,36–0,39
3.	Angle de frottement interne...	–	35,0	33,0
4.	Coefficient de perméabilité.	cm s	0,01	0,01

Noyau du barrage.

Le noyau, élément principal imperméable, occupant 10 % du profil du barrage est constitué par des fractions prélevées par l'eau sur les matériaux terreux des zones extérieure et intermédiaire.

D'après sa composition granulométrique les matériaux du noyau appartiennent à la catégorie des terres sablonneuses lourdes (*fig.* 1).

Il ne faut pas perdre de vue que les données que nous venons de citer ne caractérisent que la composition moyenne du noyau. En réalité le noyau est constitué par des matériaux hétérogènes formés par des stratifications des sables de granulométrie différente, des terres sablonneuses et argileuses et de l'argile.

On y rencontre également des inclusions des terres plastiques argileuses sous forme de petites lentilles. On y trouve parfois des galets et du gravier dont certaines pierres peuvent atteindre 50 mm de diamètre.

La teneur globale des fractions argileuses et pulvérulentes dans les noyaux atteint 28 %, ce qui dépasse nettement la limite de 15 % fixée au projet technique.

Ceci s'explique, d'une part, par une teneur en ces fractions dont le matériau emprunté aux carrières supérieures à celle prévue au projet et, d'autre part, par leur évacuation moindre de la mare centrale (3 à 5 % au lieu des 10 % prévus).

Les résultats des études du matériau du noyau, effectuées à des époques différentes, sont donnés au Tableau 3 *a*, *b*, *c*.

Le Tableau 3 *a* caractérise l'état du noyau dans la période initiale de sa consolidation.

Le Tableau 3 *b* caractérise l'état des terres ayant séjourné dans le noyau pendant 4 à 5 mois en moyenne, à 10-12 m de profondeur par rapport à la surface.

La durée de consolidation du noyau atteint 27-39 mois pour la couche inférieure (de 198 à 161,5 m); elle est égale de 12 à 27 mois pour la couche intermédiaire (de 229 à 198 m).

Certains écarts dans la composition granulométrique du noyau existant entre les données du contrôle géotechnique et celles du forage des puits peuvent être expliqués par la différence du nombre d'échantillons prélevés pour calculer les valeurs moyennes.

La teneur en argile dans le noyau diminue avec l'augmentation du niveau de remblayage de 13,0 % pour la zone inférieure jusqu'à 2,5 % pour la zone supérieure du barrage.

La consolidation du noyau, surtout dans la première période du remblayage, s'effectuait lentement. Le poids spécifique apparent du squelette solide des matériaux terreux était habituellement égal à $\gamma_{sq} = 1{,}10$ à 1,15 t/m³ au cours du premier mois. A la fin du deuxième mois le poids spécifique apparent atteignait $\gamma_{sq} = 1{,}42$ t/m³ et à celle du troisième mois $\gamma_{sq} = 1{,}45$ t/m³.

Par la suite la consolidation du noyau continuait de s'effectuer sous l'effet du temps et de la charge, mais bien plus lentement.

La courbe de la consolidation et celle des variations de l'humidité des terres du noyau sont représentées sur la figure 4 en fonction du temps et de la charge.

On peut se rendre compte de la consolidation et de la plasticité des matériaux terreux du noyau également par la courbe de variations de l'humidité, représentée sur la figure 4.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLEAU 3.

Valeurs moyennes des caractéristiques geotechniques des materiaux terreux du noyau.

a. D'après les recherches effectuées sur les échantillons prélevés sur la surface de la couche consolidée au cours du remblayage.

Cotes de niveau (m)	Caractéristiques géotechniques.	Nombre de mesures	Teneur en fractions (%) — Graveleuses. 2,00 mm	Pulverulentes. 0,05-0,005 mm.	— Argileuses. <0,005 mm	Nombre de mesures.	γ_{sq} (t/m³)
1.	233 à 230	1 170	0,0	15,0	1 0	1	1,67
2 .	230 à 213	610	0,0	19,0	7,0	900	
3 .	213 à 161,5	1 385	0 0	22,0	10 3	720	1 73

b. D'après les recherches effectuées sur les échantillons prélevés du noyau à l'aide des puits de forage dans la période comprise entre novembre 1951 et mai 1954

Cotes de niveau (m	Caractéristiques géotechniques.	Nombre de mesures	Teneur en fractions (%) — Pulverulentes 0,05-0,005 mm	— Argileuses. <0,005 mm	Nombre de mesures	Humidité (%)	Nombre de mesures	γ_{sq} (t/m³)
1	230 à 198 (*)	16	33	10 0	»	31,5	16	1 5
2. .	198 à 161,5 (**)	88	19 7	10,05	16	27 0	88	1,55

(*) D'après les recherches effectuées sur les échantillons prélevés dans un puits foré en mai 1954.

(**) D'après les données des recherches effectuées sur les échantillons prélevés dans trois puits forés en novembre 1952, août 1953 et janvier 1954 respectivement

c. D'après les recherches effectuées sur les échantillons prélevés dans le noyau à l'aide de dix puits forés dans la période comprise entre mars 1953 et avril 1956.

Cotes de niveau (m).	Caractéristiques géotechniques	Nombre de mesures	Teneur en fractions (%) — Pulvérulentes, 0,05-0,005 mm.	— Argileuses, <0,005 mm	Nombre de mesures	Humidité (%).	γ_{sq} (t/m³).
1...	235 à 233 (*)	30	1,98	0,21	3	11,56	1,77
2...	233 à 229 (*)	49	7,97	2,61	11	14,49	1,63
3...	229 à 198	305	22,56	10,68	135.	26,24	1,57
4...	198 à 161,5	58	25,45	12,78	28	23,54	1,66

(*) Les indices géotechniques de ces couches du noyau du barrage ne sont pas caractéristiques (*voir* la 5e section du rapport).

De nombreuses recherches faites en laboratoire ont montré que l'humidité naturelle des échantillons des matériaux du noyau prélevés dans la période de remblayage à des profondeurs jusqu'à 8 m est en règle générale supérieure à l'humidité à la limite de la liquidité ($W_{nat} > W_{plas}$).

L'humidité naturelle des échantillons prélevés pendant la période du remblayage hydraulique à des profondeurs comprises entre 8 et 12 m coïncidait en moyenne avec l'humidité à la limite de liquidité ($W_{nat} = W_{plas}$). Enfin l'humidité naturelle des échantillons de terre prélevés à des profondeurs supérieures est, dans la majorité des cas, inférieure à l'humidité à la limite de liquidité ($W_{nat} < W_{plas}$).

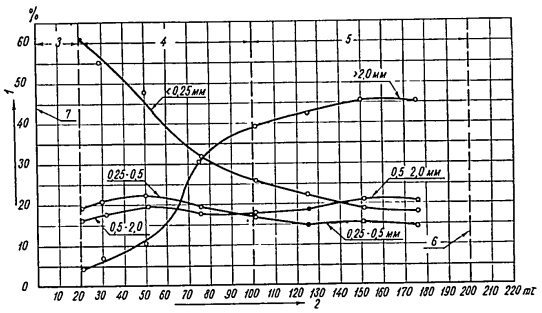


Fig. 4.

Diagramme de la consolidation du noyau du barrage.

(1) γ_{sq}, poids spécifique apparent du squelette solide des terres (thm³).
(2) P, charge moyenne (kghcm²).
(3) W, humidité (%).
(4) *t*, temps en mois.

Consolidation diagram of dam core.

(1) γ_{sq}, *weight of soil sceleton* (thm³).
(2) P, *mean load* (kghcm²).
(3) W, *moisture percentage.*
(4) *t*, *time in months.*

Étant donné que l'accroissement moyen mensuel en hauteur, réalisé par remblayage hydraulique, était de 2 à 3 m, on peut estimer qu'après 3 ou 4 mois les terres du noyau se trouvaient déjà en état plastique.

Les résultats obtenus en laboratoire ont été confirmés par la méthode de forage.

Lors des forages dans un noyau qui venait d'être remblayé des « bouchons » se formaient constamment jusqu'aux profondeurs de 6

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

à 10 m, c'est-à-dire que la terre pénétrait sous l'effet de la pression dans le tube de cuvelage.

Ce phénomène n'était plus observé à des profondeurs supérieures à 8 m, ce qui confirme également qu'à ces profondeurs la terre se trouve déjà en état plastique.

On a procédé en 1955-1956 à une série d'investigations afin d'obtenir une évaluation qualitative de la résistance structurelle des terres du noyau; ces investigations comportaient :

a. La détermination de la densité d'après la pénétration d'un cône. La pénétration du cône pour des terres à structure intacte était de 3 à 5 mm. La pénétration du cône dans les mêmes terres (et à humidité égale) mais à structure remaniée était environ trois fois supérieure et atteignait dans certains cas 7 à 10 mm. La pénétration du cône pour des terres à humidité correspondant à la limite de liquidité était de 10 mm.

b. La détermination du module de glissement par la méthode de centrifugation.

Le module de glissement pour les échantillons à structure intacte (à W = 22,7 %, $\gamma_{sq} = 1{,}56$ t/m³, teneur en matériaux pulvérulents 25,3 %, celle en argile 8,7 %) était $g = 3{,}59 \cdot 10^7$ dynes/cm².

Pour une structure remaniée la valeur du module de glissement mesurée au premier instant tombait à zéro.

20 h après on constatait un rétablissement partiel de la résistance structurelle et le module de glissement devenait $g = 1 \cdot 10^5$ dynes/cm².

Les recherches pour la détermination de la résistance au glissement des terres du noyau étaient menées d'après des méthodes standardisées à l'aide d'appareils construits par le Professeur N. N. Maslov et le V. N. I. I. G. (1), avec utilisation des échantillons à structure intacte et remaniée.

Dans tous les cas on a obtenu des valeurs élevées de l'angle de frottement interne, dépassant $f > 27°$.

La valeur de la force de cohérence était égale à zéro.

En plus des recherches suivant les méthodes standardisées on a également déterminé les caractéristiques de glissement des terres du noyau en cas d'application prolongée d'une charge horizontale. Dans ce cas la résistance au glissement diminuait de 20 à 25 %.

L'étude de la compressibilité des terres du noyau a montré que la valeur de la déformation relative « ε » pour une charge correspondante à celle existant en réalité, ne dépasse pas 6 %. Il y a lieu de remarquer que les déformations réelles du noyau seront encore plus petites, car au cours des recherches on n'a pas tenu compte de la diminution de la densité des échantillons au cours du prélèvement de ces derniers.

Les mesures du coefficient de perméabilité du noyau ont été effectuées au cours du remblayage hydraulique (par le contrôle géotechnique), ainsi qu'après l'achèvement des travaux de remblayage.

(1) Institut d'Études et de Recherches hydrotechniques.

Les valeurs du coefficient d'imperméabilité du noyau obtenues d'après les données du contrôle géotechnique et celles résultant de l'étude des échantillons prélevés dans les forages variaient dans les limites suivantes : de $A.10^{-8}$ cm/s à $A.10^{-3}$ cm/s.

On a adopté, avec une certaine marge de sécurité, une valeur moyenne du coefficient d'imperméabilité du noyau égale à K du noyau $= A.10^{-4}$ cm/s.

Un facteur important déterminant le degré de stabilité de l'ensemble du barrage est la valeur de la pression exercée par le noyau sur les prismes d'appui.

Cette pression dépend de la hauteur du noyau, du poids spécifique apparent du matériau dont il est constitué et de la valeur du coefficient ξ de pression latérale du matériau du noyau.

Nous entendons par coefficient de pression latérale le rapport de la contrainte horizontale au point donné (σx) à la contrainte verticale (σy), c'est-à-dire :

$$\xi = \frac{\sigma x}{\sigma y} = \frac{\sigma x}{\gamma_{sq} h},$$

où

h, profondeur du point considéré par rapport à la surface du noyau;

γ_{sq}, poids spécifique apparent des terres du noyau.

La valeur du coefficient de pression latérale varie au fur et à mesure de la consolidation du noyau.

Dans la première période de remblayage, quand la totalité de la pression exercée par le squelette du noyau est transmise à l'eau, la valeur de ce coefficient est proche de $\xi = 1{,}0$. Au cours de la consolidation du noyau la valeur de ce coefficient diminue.

On peut juger du degré de consolidation du noyau d'après la valeur du coefficient de pression interstitielle K, égale au rapport de la pression interstitielle mesurée à la pression interstitielle maximum correspondant au cas de transmission totale à l'eau de la charge du squelette solide des terres.

Lors de l'étude d'un grand nombre d'échantillons à structure intacte ou reconstituée, prélevés du noyau, on a établi la valeur du coefficient de pression latérale en fonction du coefficient de pression interstitielle

$$\xi = f(k)$$

Comme il était difficile de procéder à la mesure directe des contraintes dans le noyau, cette fonction a été utilisée pour la détermination du coefficient de pression latérale.

L'étude en laboratoire du coefficient ξ en fonction du coefficient K a été menée à l'aide d'un appareil (construit par l'Ingénieur Barchevski) permettant de mesurer la pression sur la surface latérale exercée par un échantillon chargé et la pression interstitielle de cet échantillon dans l'eau contenue dans les terres du barrage.

Les résultats de tous ces essais sont représentés sur la figure 5 donnant la valeur du coefficient de pression latérale en fonction du coefficient de pression interstitielle.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Comme on peut le constater sur cette courbe, la valeur varie de 0,50 à 0,82, varie dans des limites importantes, ce qui est dû à la diversité de la composition mécanique et aux divers degrés de consolidation des terres.

Pour la mesure de la pression interstitielle existante en réalité dans le noyau du barrage on a placé 36 piézomètres dans cinq coupes transversales, correspondant à des profondeurs différentes du noyau.

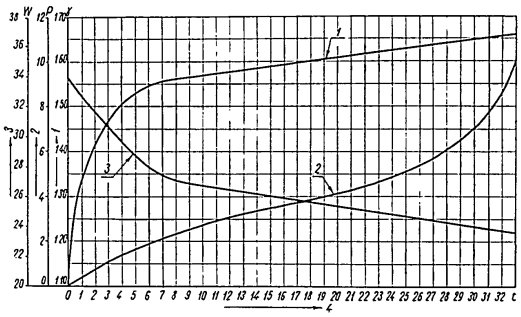


Fig. 5.

Coefficient de pression latérale
en fonctionde la pression interstitielle : $\frac{\sigma_3}{\gamma} = f(K)$.
(1) Coefficient de pression latérale.
(2) Coefficient de pression interstitielle.

Diagram of relation between coefficients of side and pore pressures $\frac{\sigma_3}{\gamma} = \frac{p}{\gamma}(c)$.
(1) *Side pressure coefficient*
(2) *Pore pressure coefficient*

Les relevés de ces piézomètres commencées en février 1956 ont montré que les niveaux d'eau (ou les pressions) dans les piézomètres sont supérieurs aux niveaux d'eau dans le réservoir de retenue ou à la pression d'eau dans le noyau, due au débit d'infiltrations stabilisé.

Les coefficients de pression interstitielle K ont été calculés d'après les indications de ces piézomètres.

A la date du 21 juin 1956, le coefficient maximum de pression interstitielle pour le noyau du barrage était K = 0,23.

En se rapportant à la courbe (*fig.* 5) on peut calculer que le coefficient de pression latérale du noyau en juillet 1956 était au maximum ξ du noyau = 0,40. On peut juger du taux de décroissance de la pression

interstitielle en fonction du temps d'après les indications des piézomètres, relevées à des époques différentes, mais pour le même niveau d'eau dans le réservoir.

Tableau 1.

Cotes absolues du niveau d'eau dans les piézomètres (m).

N° des piézomètres.	Date. / Cotes du niveau d'eau dans le réservoir (m)	1956 — 14 juin.	6 octobre.	8 juin.	23 juin.
		231,33.	231,33.	230,87.	230,27.
1.		223,90	223,0	-	-
2.					
3.		219,70	219,30	-	-
4.					
5.		225,70	225,50	-	-
7.		218,60	217,90	-	-
8.					
9.		-	-	220,26	220,05
11.		-	-	221,66	221,09

Ces données témoignent de la décroissance de la valeur de la pression interstitielle, quoique ce processus se déroule lentement.

Régime d'infiltration du barrage.

La position réelle de la courbe de dépression est représentée sur la figure 2.

On constate dans les limites du prisme-appui supérieur une perte de charge très faible, variant en fonction de l'horizon du bief supérieur entre 0,7 et 1,10 m.

Le gros de la charge (68 %) se perd dans le noyau.

On a constaté au cours d'exploitation que la construction du drainage réalisé dans ce barrage assure d'une façon efficace la collecte et l'évacuation de toutes les eaux d'infiltration.

Le débit d'infiltration pour l'ensemble du barrage, mesuré dans les puits de contrôle des canaux d'évacuation des drainages a été égal à 190 l/s pour un horizon du bief supérieur de 230 à 232 m, ce qui correspond à 0,13 l/s par mètre courant du barrage.

Les observations effectuées sur les variations de la composition chimique de l'eau s'infiltrant à travers le barrage ont montré que c'est le sulfate de calcium qui est emporté en quantités les plus grosses des terres du barrage. La teneur en sulfate du calcium dans les matériaux terreux du barrage est inférieure ou égale à 1 %. Pour les débits d'infiltration observés, le tassement du barrage dû à l'évacuation des sels pendant 50 ans sera inférieur à 0,2 %, ce qui ne présente aucun danger pour l'ouvrage.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

STABILITÉ DYNAMIQUE DES TERRES DU BARRAGE.

Pour les barrages en terre à noyaux sablonneux et argileux, le rôle décisif dans la stabilité séismique est joué par la stabilité dynamique des terres du noyau, c'est-à-dire par leur capacité de conserver leur structure sous l'effet des forces séismiques.

De ce fait on a accordé une très grande attention aux recherches de la stabilité dynamique du noyau lors de l'étude de l'état du barrage du Minguétchaour.

Ces recherches ont été menées d'après une méthode mise au point par le Professeur N. N. Maslov et dont le principe consistait à mesurer à l'aide d'appareils spéciaux l'accélération du mouvement oscillatoire, pour laquelle les terres étudiées commencent à perdre leur stabilité. Cette accélération est appelée « accélération séismique critique » (α'_{cr}).

En comparant « l'accélération séismique critique » à l'accélération correspondant aux indices séismologiques retenus pour la région du site de l'ouvrage (α) on peut se faire une idée de la stabilité dynamique des terres dans les conditions considérées.

Les terres peuvent être estimées comme stables si

$$\alpha'_{cr} \geq \alpha.$$

Le prélèvement des échantillons de structure intacte et remaniée pour l'étude de la stabilité dynamique du noyau du barrage de Minguétchaour a été effectué en juin et juillet 1956.

Dans les terres à structure remaniée, de faible densité (indice de vides, $n = 44$-45 %) la teneur en fractions argileuses n'exerce pas d'influence notable sur la valeur de l'accélération critique.

Dans les terres à structure intacte (dans les monolithes) à structure cohérente la teneur en fractions argileuses exerce une influence décisive sur leur stabilité dynamique. Ainsi avec l'accroissement de la teneur en fractions argileuses de 5 à 24 %, pour un indice de vides $n = 41$ %, la valeur α'_{cr} augmente de 1 250 à 3 440 mm/s² et à indice de vides, $n = 45$ % de 980 à 2 920 mm/s² respectivement.

L'accroissement de la valeur α'_{cr} avec l'augmentation de la teneur en fractions argileuses entre 5 et 10 % est particulièrement intense (à indice de vides constant).

Avec l'accroissement de la densité des terres cette dépendance est encore plus prononcée.

L'influence positive exercée par les fractions argileuses sur la stabilité dynamique des terres se trouvant dans les conditions de la consolidation, que nous venons de constater, permet d'affirmer que l'édification des barrages à noyaux sablonneux et argileux est parfaitement justifiée dans les régions séismiques.

Tous les échantillons à structure intacte prélevés du noyau du barrage de Minguétchaour que nous avons examinés ont une accélération séismique critique supérieure à 980 mm/s². Un séisme d'indice 8 d'après l'échelle séismométrique correspond à l'accélération $\alpha = 500$ mm/s².

Par conséquent le noyau du barrage, dans l'état où il se trouvait en juin 1956 pouvait être considéré comme parfaitement stable du point de vue de sa caractéristique dynamique.

Étant donné que la consolidation du noyau se poursuit, sa stabilité dynamique continuera d'augmenter.

En plus des recherches sur la stabilité dynamique du noyau nous avons effectué des recherches analogues sur les terres de la zone adjacente au noyau (nous appelons zone adjacente au noyau la bande étroite du prisme intermédiaire se trouvant au voisinage immédiat du noyau).

La zone adjacente au noyau a été formée au bord de la mare centrale par des fractions de sable fin dont la composition granulométrique variait dans les limites suivantes :

Fractions de	0,1 à 0,25 mm,	teneur	50 à 70 %;
»	0,25 à 0,5 mm,	»	16 à 30 %;
»	0,5 à 0,1 mm,	»	10 à 30 %.

Les investigations ont prouvé que les terres de la zone adjacente au noyau saturées en eau, prises séparément, ne possèdent pas la stabilité dynamique recherchée, mais sous l'effet d'une surcharge extérieure exercée par le prisme d'appui (supérieure à 2 kg/cm²) elles acquièrent une stabilité dynamique.

La stabilité dynamique des terres des prismes extérieurs caractérisés par une grande densité et un coefficient d'imperméabilité élevé n'est pas sujette à caution.

TASSEMENT DU BARRAGE.

Pour observer les tassements on a mis en place 12 repères de profondeur, 50 repères de surface et 16 marques de repère. Étant donné les conditions dans lesquelles se déroulaient les travaux, la majorité des repères a pu être installée après la terminaison du gros des travaux de remblayage du barrage et l'on a commencé les observations sur ses repères au milieu de 1955.

Ce n'est que pour les 11 repères de surface installés sur la berme, à la cote 223,50 m, que les observations ont été commencées à partir d'août 1954.

De ce fait on n'a pas pu évaluer les tassements de l'assise et du corps du barrage dans la période initiale, quand ce processus s'effectuait de la façon la plus intense.

D'après les observations commencées en août 1955, le tassement de la fondation sous la crête du barrage était de 30 à 60 mm.

Le tassement du corps du barrage est également très faible et varie entre 50 et 250 mm.

Par rapport à la hauteur de la couche exécutée par remblayage hydraulique, le tassement du corps du barrage est inférieur à 0,5 %.

Le processus de tassement de l'assise et du barrage a été pratiquement achevé à la fin de 1956.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

4. COMPARAISON DES CARACTÉRISTIQUES DU BARRAGE PRÉVUES AU PROJET AVEC CELLES OBTENUES EN RÉALITÉ.

Les données sur les caractéristiques géotechniques moyennes du barrage prévues au projet et obtenues par investigations et mesures figurent au Tableau 5.

TABLEAU 5.

Zone du barrage 1.	Designation de la caractéristique 2	Unité de mesure. 3.	Suivant le projet 4	Suivant le resultat des investigations 5
1. Prisme extérieur..	Poids spécifique apparent du squelette solide des terres	t m³	1,85	1,91
	Angle de frottement interne	ϕ°	34-35	35
	Coefficient d'imperméabilité	k_f (cm s)	0,01-0,35	0,01
	Grandeur de la zone en % de la largeur du profil	%	50	50
2. Prisme intermédiaire.....	Poids spécifique apparent du squelette solide des terres	t m³	1,55	1,70
	Angle de frottement interne	ϕ°	30-32	33
	Coefficient d'imperméabilité	k (cm s)	0,01-0,006	0,01
	Grandeur de la zone en % de la largeur du profil	%	40	40
3 Noyau. ...	Poids spécifique apparent du squelette solide des terres	t, m³	1,45	1,57- 1,66
	Angle de frottement interne	ϕ°	16	27
	Coefficient d'imperméabilité	K (cm, s)	0,001	0,0002
	Coefficient de pression latérale	ξ	1,0	0,50- 0,56
	Teneur en fractions argileuses 0,005 mm	%	Non prevue	8 -12,5
	Teneur en fractions pulvérulentes de 0,05 à 0,005 mm	%	15	22-25
	Grandeur en % de la largeur du profil	%	10	10
4. Jonction du barrage avec l'assise. ..	Coefficient de glissement par rapport à l'assise	tgϕ	0,45	0,47- 0,50
5. Barrage ...	Débit spécifique d'infiltration	l s par mètre courant du barrage	0,40	0,13
	Débit d'infiltrations global pour l'ensemble du barrage	l,s	600	190

Comme on peut le voir au Tableau 5, toutes les caractéristiques géotechniques se sont révélées être plus favorables du point de vue de la stabilité du barrage que cela n'a été prévu du projet.

Les calculs de vérification de la stabilité des talus exécutés en 1955-1956 en tenant compte de l'état du barrage d'après les résultats des investigations, ont donné les valeurs suivantes des coefficients de sécurité de la stabilité des talus :

TABLEAU 6

Profil du barrage pour lequel les calculs ont été effectués	Calcul pour les conditions suivantes	Coefficient de sécurité de la stabilité. Talus amont.	Talus aval
1 Au lit du fleuve, à hauteur maximum du barrage H = 76 m.	D'exploitation	1,86	1,72
	Les plus défavorables	1,56	1,49
2. Sur la rive gauche, à hauteur maximum du barrage H = 48m et fondation en pente vers le bief aval ..	D'exploitation	1,45	1,42
	Les plus défavorables	1,30	1,20

Ces données montrent que le barrage possède la stabilité nécessaire. Les coefficients de sécurité de la stabilité se sont révélés d'être quelque peu supérieurs à ceux fixés dans les normes.

Les facteurs principaux suivants ont contribué à l'accroissement de la stabilité du barrage :

1. Le fait que le processus de la consolidation du noyau s'est presque terminé en 1955-1956; ceci explique la stabilité dynamique du noyau et l'abaissement de son coefficient de pression latérale jusqu'à $\xi = 0,4$ à 0,5.

2. L'imperméabilité plus élevée du noyau par rapport à celle des autres parties du profil $\frac{k_f \text{ des prismes}}{k_f \text{ du noyau}} = 50$.

3. L'accroissement de 6 à 10 % de la densité et du poids spécifique apparent des prismes extérieur et intermédiaire.

Il y a lieu de noter que l'utilisation des coefficients de sécurité de la stabilité plus faibles que ceux fixés dans les normes au cours de la première période de l'existence du barrage a été parfaitement justifiée, car elle a permis de réduire le volume des travaux et le prix de revient du barrage de 20 à 25 %.

5. RÉGIME DE REMBLAYAGE ET CONSTITUTION DU CORPS DU BARRAGE.

Le tableau de constitution du barrage construit à partir des terres sablonneuses et graveleuses se présente dans son ensemble de la façon suivante :

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le flux du mélange boueux à sa sortie du conduit dépose les fractions les plus grosses — les galets et le gravier. Des régions de basse pression se forment dans les interstices des matériaux à gros grains déposés; les petites fractions, celles du sable essentiellement, sont entraînées dans ces interstices. C'est ainsi que se forme le prisme extérieur constitué par des matériaux terreux à galets avec remplissage en sable.

Au fur et à mesure que les matériaux graveleux et à galets se trouvent éliminés et que la vitesse du flux diminue par suite de son épandage commence le dépôt des fractions essentiellement sablonneuses, celui

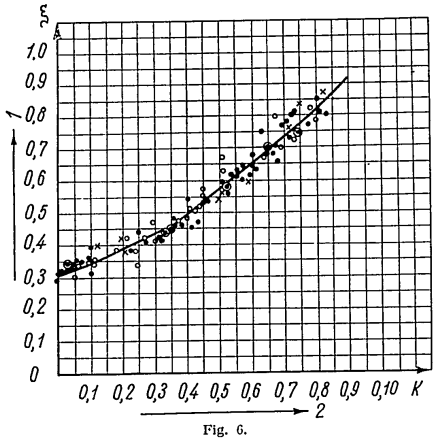


Fig. 6.

du sable fin augmentant au fur et à mesure de l'éloignement du parement extérieur du barrage. Cependant on peut y rencontrer encore une certaine quantité de gravier et de galets qui y sont apportés par des flux boueux concentrés. Cette zone est appelée prisme intermédiaire du barrage.

Enfin un noyau se forme dans la partie centrale du barrage par suite du dépôt dans la mare des matériaux en suspension s'écoulant des plages d'épandage. Une certaine quantité du sable à granulométrie fine et moyenne pénètre également dans la mare, en y étant apporté par des flux boueux concentrés.

Les observations faites sur la composition des matériaux déposés dans le noyau ont montré que la teneur en fractions pulvérulentes et argileuses reste pratiquement constante suivant la longueur du barrage,

indépendamment de la longueur du parcours des fractions des terres dans la mare. Dans le sens transversal du noyau la teneur en matériaux pulvérulents et en argile varie faiblement.

La composition des terres pénétrant dans la mare et en particulier l'apport dans la mare des fractions sablonneuses ont joué un rôle décisif dans la formation du barrage.

Lors du remblayage du barrage, à des cotes du niveau peu élevées, on observait parfois un arrêt de la formation du noyau. Les observations sur la formation du noyau au cours de l'exécution des travaux se faisaient en mesurant la profondeur de la mare. On utilisait pour ces mesures une perche de contrôle à l'extrémité de laquelle était fixé un disque métallique de 150 mm de diamètre, pesant 3,2 kg. La profondeur de la mare était conventionnellement assimilée à la profondeur de l'immersion libre de la perche de contrôle. Dans les conditions normales la profondeur de la mare restait inférieure à 4,0 m.

Pendant certaines périodes la profondeur de la mare augmentait jusqu'à 1,5 m et par endroits isolés il se formait des trous atteignant 6 m de profondeur.

Ceci témoignait de l'insuffisance d'apport dans la mare des fractions constituant le noyau. On luttait avec succès contre ce phénomène en augmentant la teneur en sable dans le matériau initial.

Dans les cas où l'on observait dans le noyau une trop grande accumulation des fractions argileuses on avait recours aux procédés suivants pour éliminer l'argile excédentaire :

— Une diminution de la largeur de la mare jusqu'à 60 % de la largeur du noyau prévue au projet;

— Un abaissement systématique important de l'horizon d'eau dans la mare et son rinçage à l'eau claire.

Au fur et à mesure de l'élévation des cotes du niveau de remblayage on a eu l'occasion d'observer le phénomène contraire : la profondeur de la mare s'est mise à diminuer d'abord jusqu'à 0,5 et ensuite même jusqu'à 0,3 m.

Ceci s'explique par l'existence d'une liaison déterminée entre la longueur du parcours du mélange boueux et l'apport des fractions sablonneuses dans la mare.

Le flux boueux en sortant du conduit se répand en éventail dans la plage d'épandage. Plus le parcours du mélange boueux est long, plus le flux se trouve répandu et, par conséquent, sa vitesse et sa capacité de transport sont d'autant plus petites.

A des cotes de niveau plus élevées, grâce à une plus grande capacité de transport du flux, l'apport et le dépôt des fractions sablonneuses dans la mare augmentent et le dépôt du matériau pulvérulent et de l'argile diminue.

Lorsque la cote de remblayage a atteint 215,0 m il a été nécessaire de prendre des mesures spéciales pour lutter contre l'apport dans le noyau du gros sable et du gravier.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Si au cours du remblayage de la partie inférieure du barrage (au-dessous de la cote 210-215 m) dans la majorité des cas les limites de la mare coïncidaient pratiquement avec celles du noyau, à des cotes plus élevées il s'est révélé nécessaire d'élargir la mare de 15 à 25 m de part et d'autre des limites du noyau, afin de lutter contre l'apport de grosses fractions dans la zone du noyau.

Au fur et à mesure de la diminution de la largeur du profil (à la cote de remblayage 229,0 m) les limites de la mare ont commencé à se rapprocher des talus extérieurs.

La formation du noyau par remblayage hydraulique bilatéral s'est revélé être impossible pour cette largeur du profil (62 à 64 m).

Il s'ensuit qu'au-dessus de la cote de 229,0 m le barrage a été remblayé hydrauliquement, mais sans utilisation de la mare. Quand le barrage a atteint la cote de 235,0 m on a creusé dans sa partie centrale à l'aide d'un excavateur une tranchée de 6,0 m de profondeur en mettant à nu la surface du noyau déjà exécuté. Ensuite cette tranchée a été comblée par un matériau de granulométrie fine, analogue par sa composition au matériau du noyau. Le noyau du barrage a été porté par cette méthode à la cote de 235,0 m.

On peut tirer de ce qui vient d'être dit que lors du remblayage hydraulique du barrage de Minguétchaour on a eu recours aux mesures principales suivantes pour assurer la qualité recherchée du noyau du barrage :

1. Contrôle de la composition du matériau initial amené dans les plages d'épandage;
2. Diminution de la largeur de la mare par rapport à celle du noyau, prévue au projet, et rinçage de la mare à l'eau claire lors de l'accumulation excessive des fractions argileuses;
3. Augmentation de la largeur de la mare en cas d'apport dans le noyau d'une quantité excessive du sable.

En plus de mesures énumérées on pouvait agir sur la formation du noyau et dans une certaine mesure sur celle des prismes intermédiaires par modification des valeurs du débit et par le réglage du flux boueux s'écoulant sur les plages d'épandage (en élargissant ou en rétrécissant le flux par les panneaux directeurs mobiles).

Cependant pour des raisons diverses on n'a pas eu recours à ces dernières mesures lors de l'érection du barrage du Minguétchaour.

Le débit du mélange boueux déversé dans les plages d'épandage restait constant Q = 1,0 m³/s (conditionné par le rendement de l'engin suceur).

6. SURÉLÉVATION DU BARRAGE.

Grâce à la haute qualité des travaux exécutés il est devenu évident déjà en cours du remblayage que les caractéristiques géotechniques obtenues pour le barrage en terre sont supérieures à celles prévues au

projet et que les coefficients de sécurité de la stabilité se trouveront être supérieurs à ceux fixés dans les normes au moment de la consolidation du noyau sur toute sa hauteur.

En partant de ces considérations on a envisagé la possibilité de surélever le barrage et d'élever l'horizon du réservoir. A ce moment le barrage a atteint la cote de 215 m et, par conséquent, la surélévation du barrage ne présentait pas de difficultés au point de vue des travaux. Les calculs effectués ont confirmé la possibilité technique et l'avantage économique de la surélévation de la crête du barrage de 4,0 m.

Au prix d'une augmentation peu importante des dépenses de premier établissement la production annuelle de la centrale hydraulique augmenterait de 100 millions de kilowattheures et la puissance garantie de 15 000 kW.

Le prix de revient de l'énergie complémentaire obtenue à la suite de la surélévation du barrage se trouvait être presque deux fois moindre que le prix de revient de la masse principale d'énergie.

La surélévation du barrage de 4 m a été réalisée par accroissement de la pente du talus aval au-dessus de la cote de 217,50 m. L'inclinaison du talus amont n'a pas été modifiée. Après la surélévation, la hauteur totale de la partie du barrage se trouvant dans le lit du fleuve a atteint 80 m.

La surélévation du barrage et la modification de la pente du talus aval ont entraîné la déviation de l'axe du noyau dans sa partie supérieure vers le bief aval (*fig.* 3).

7. CONCLUSIONS.

Les données recueillies au cours de l'établissement du projet, de la construction et des recherches effectuées sur le barrage de Minguétchaour ont permis de tirer les conclusions et les généralisations essentielles suivantes :

1. Le barrage de 80,0 m de hauteur réalisé pour la première fois par voie de remblayage hydraulique en partant des matériaux sablonneux et granuleux est un ouvrage, permanent, à stabilité suffisante dans les conditions de séisme d'indice 8.
2. Le remblayage hydraulique expérimental des modèles effectué à une échelle semi-industrielle a permis de mettre au point des recommandations sur l'exécution des travaux de remblayage hydraulique et d'établir un projet de barrage répondant aux conditions existantes en réalité.
3. Le barrage exécuté par remblayage hydraulique en partant des matériaux sablonneux et granuleux est caractérisé par l'existence de trois zones : des prismes extérieurs et intermédiaires constituant l'appui du profil du barrage et du noyau imperméable. Les dimensions et les caractéristiques géotechniques de ces zones dépendent de nombreux facteurs dont les principaux sont les suivants :

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

a. La composition du matériau terreux initial;

b. La méthode d'exécution des travaux;

c. Le régime hydraulique maintenu dans les plages d'épandage et dans la mare.

4. La composition granulométrique du matériau terreux initial utilisé lors du remblayage hydraulique doit permettre la formation d'un profil stable et imperméable du barrage et satisfaire aux conditions du transport hydraulique.

La terre utilisée pour le remblayage du barrage de Minguétchaour (teneur en gravier, 30 à 40 %; en matériaux pulvérulents et en argile, 7 %) répond à ces conditions.

Un accroissement de la teneur en gravier dans le matériau initial tout en n'améliorant pas les caractéristiques géotechniques du prisme extérieur rend plus difficile le transport de ce matériau par des engins suceurs.

5. Lors du remblayage du barrage partant des terres graveleuses et sablonneuses il faut accorder une attention toute particulière à la formation du noyau. En plus de l'imperméabilité il faut s'efforcer d'obtenir un état plastique et, pour les régions soumises à des secousses séismiques, d'assurer également la stabilité dynamique du matériau du noyau.

En calculant ces barrages il faut tolérer la diminution des coefficients de sécurité de la stabilité fixés dans les normes au cours de la première période d'existence de ces barrages.

6. La teneur en fractions argileuses dans le noyau et dans les limites de 8 à 12 % n'a nullement exercé d'effet néfaste sur ses propriétés, mais a même accru son imperméabilité et sa stabilité dynamique.

L'accroissement de la teneur en argile du noyau a apparemment retardé sa consolidation; cependant pour les cadences de remblayage pratiquées (accroissement de la hauteur de 2 à 3 m par mois) le barrage avait une stabilité suffisante dans la période de la construction et au moment de l'achèvement des travaux le processus de la consolidation du noyau a été terminé sur la presque totalité de sa hauteur.

7. L'effet favorable exercé par les fractions argileuses sur la stabilité dynamique du noyau permet de recommander la construction des barrages à noyau central sablonneux-argileux et des prismes d'appui sablonneux-graveleux dans les régions soumises aux séismes.

8. L'expérience d'exploitation du barrage pendant quatre ans a confirmé le bon fonctionnement du type de construction choisi pour les installations de drainage, la haute qualité de la jonction du barrage avec l'assise et les galeries de dérivation en béton armé et les conduites du fond, traversant le barrage.

RÉSUMÉ.

Des couches stratifiées d'argile et de grès se trouvent dans l'assise du barrage. Pour la première fois dans la pratique hydrotechnique le barrage a été exécuté par remblayage hydraulique à partir des matériaux sablonneux et graveleux. Le remblayage hydraulique expérimental exécuté sur des modèles a permis d'établir un projet du barrage répondant aux conditions existant dans la réalité.

Grâce à la qualité excellente des travaux il s'est révélé possible de surélever le barrage de 76,0 à 80,0 m sans modifier la largeur de ses fondations.

D'après la composition des matériaux terreux, le profil du barrage se répartit en trois zones : les prismes extérieurs et intermédiaires et le noyau. Les prismes extérieurs et intermédiaires constituent l'appui du profil. Le noyau est l'élément imperméable principal.

Les prismes extérieurs sont constitués par un matériau graveleux et à galets, dont les interstices sont remplis par du sable.

Les prismes intermédiaires sont formés par du sable avec inclusion du gravier et des galets.

Les prismes extérieurs et intermédiaires sont caractérisés par un poids spécifique apparent élevé du squelette solide du matériau (pour les prismes extérieurs $\gamma_{s.g} = 1{,}90$ à $2{,}0$ t/m³, et pour les prismes intermédiaires $\gamma_{s.g} = 1{,}66$ à $1{,}74$ t/m³) et une imperméabilité relativement élevée ($K_f = 0{,}01$ cm/s).

Le noyau en matériau sablonneux est constitué par des fractions de terre apportées par le flux boueux à partir des prismes extérieurs et intermédiaires. Le noyau a une composition hétérogène et contient en moyenne 28 % de fractions argileuses et pulvérulentes.

La consolidation du noyau s'effectue lentement. Trois mois après le remblayage le poids spécifique apparent du squelette solide était $\gamma_{s.g} = 1{,}45$ t/m³; la terre acquiert à ce moment un état plastique. Sous l'effet du temps et de la charge exercée par les couches supérieures 30 à 36 mois après, le poids spécifique apparent du squelette solide du noyau atteint $\gamma_{s.g} = 1{,}66$ t/m³.

Le coefficient d'imperméabilité du noyau $K = A.10^{-4}$ cm/s, ce qui témoigne d'une imperméabilité élevée du noyau. Le débit total d'infiltration à travers le barrage est égal à 190 l/s, ce qui correspond à un débit spécifique de 0,13 l/s par mètre courant du barrage.

Dans la période initiale la valeur du coefficient de pression latérale du noyau est proche de $\xi = 1{,}0$.

Au fur et à mesure de la consolidation la valeur de ce coefficient tombe à $\xi = 0{,}4$.

Le matériau du noyau a une stabilité dynamique élevée et ne perd pas sa stabilité pour une accélération $\alpha = 500$ mm/s², ce qui correspond à l'indice 8 de l'échelle séismologique. On constate que la présence des fractions argileuses dans le noyau dans les limites de 5 à 10 % augmente la stabilité dynamique de ce dernier.

Le tassement du corps du barrage est faible et reste inférieur à 0,5 % de la hauteur de la couche exécutée par remblayage hydraulique.

Les calculs de contrôle de la stabilité des talus tenant compte de l'état du barrage à l'époque de l'achèvement de sa construction ont

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

montré que les coefficients de sécurité sont supérieurs dans la majorité des cas examinés aux conditions fixées dans les normes.

Pour assurer au barrage la qualité nécessaire on a constamment contrôlé au cours des travaux la composition des matériaux terreux amenés dans les plages d'épandage.

En outre, la qualité du noyau a été réglée par les variations du régime hydraulique dans la mare (par l'augmentation et le resserrement de la largeur de la mare).

L'expérience de l'érection du barrage de Minguétchaour permet de recommander les barrages exécutés par remblayage hydraulique à partir des terres sablonneuses et graveleuses, à noyau central comme des ouvrages sûrs, permanents et économiques.

Les barrages ainsi construits peuvent trouver une large application dans les régions soumises aux secousses séismiques.

La construction adoptée des installations de drainage, exécutées en blocs creux en béton, s'est révélée être économique et peut être largement utilisée dans les régions où l'on ne trouve pas de pierres naturelles.

SUMMARY.

In the foundation of the hydraulic fill dam there are alternating layers of clay and sandstone. First in the hydro-construction practice the dam was filled with sandy-gravel silts. The experimental filling of dam models enabled to draw a project according to actual conditions.

Due to good quality of construction an opportunity appeared to increase the dam height from 76 to 80 m without changing foundation width.

According to soil composition the dam profile is divided into three zones : external, intermediate prisms and core. External and intermediate prisms are support part of profile. Core is a basic water support element.

External prisms are made of gravel and pebble silts, pores of which are sandy-filled.

Intermediate prisms are made of sand with gravel and pebble.

External and intermediate prisms are characterised by high volume weight of soil skeleton (for external prisms $\gamma_{s.g} = 1.90\text{-}2.0$ t/m³, for intermediate $\gamma_{s.g} = 1.66\text{-}1.74$ t/m³) and comparatively high permeable to water ($K_f = 0.01$ cm/s).

Sand soil core is formed from soil particles, washed out of external and intermediate prisms. Core composition is not homogenous and contains at average 28 % of clayey and pulverised fractions.

The consolidation of core is slow. Three months after filling volume weight of skeleton is $\gamma_{s.g} = 1.45$ t/m³, soil becomes plastic.

Under the influence of time and load of upper-filled layers, after 30-36 months volume weight of core skeleton reaches $\gamma_{s.g} = 1.66$ t/m³.

The core filtration coefficient $K = A.10^{-4}$ cm/s, which testifies

about considerable waterproof of the core. The general filtration losses through the dam are 190 l/s, which is 0,13 l/s, per one linear metre of the dam.

In the initial period of time the value of core lateral pressure coefficient is about $\xi = 1.0$.

During the consolidation the value of this coefficient is reduced to $\xi = 0.4$.

Core soil has considerable dynamic stability and does not loose its stability at the acceleration of $\alpha = 500$ mm/s², which corresponds wind force 8 by seism. It is known that clayey particles in the core ranging from 5 to 10 % increase its dynamic stability.

Settling of dam body is small and does not exceed 0.5 % of height of filled layer.

The test calculated estimates of slop ' stability, taking into consideration dam state to the end of its cor. ruction showed that reserve coefficients in many cases of calculation exceeded requirements.

Soil composition, conveyed to the site c filling, was being constantly regulated during construction work to in: ire good quality of dam.

Besides, core quality was being regulated by means of changing hydraulic regime in the pond (by narrowing and extending borders of the pond).

Experience gained in the constructions of the Mingechaur dam enables to recommend filling dams with sandy-gravel silts and central core as a reliable, durable and economic construction.

Dams of such structure may find especially wide use in seismic regions.

The used structure of drain devices, made of hollow concrete blocks is economic and may find large use in the regions where natural stone is lack.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 124

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

A. N. ADAMOVITCH
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

GROUTING, DRAINAGE AND MEASUREMENTS OF DEFORMATIONS ON THE CONCRETE DAM RESTORED AFTER DESTRUCTION (*).

ADAMOVITCH A. N.,
Eng. Master of Science.

INTRODUCTION.

In the World War II by the end of 1943, the dam was severely damaged and many spillways were blasted and the power house was ruined completely. The lock gates and operating capstans were exploded.

The Government of the U. S. S. R. took the decision to restore the power plant. Restoration work started in the difficult war time conditions and was conducted by soviet engineers.

For the purposes of reconstruction work the required examination has been made of the state of the concrete masonry and of the foundation and observations of the uplift and percolation have been carried out. The results obtained were made use of for the estimation of the degree of preservation and of the stability of the structures. The

(*) *Injection, drainage et mesure des déformations dans un barrage restauré après destruction.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

resulting data of uplift observations in the concrete and in the foundation of the dam, as well as the percolation testing of the seam between the concrete and dam foundation, and also the results of detailed study of the bore cores, taken from the grouting curtain zone, made it possible to draw a number of essential conclusions, which are considered below in this report.

The above mentioned work has been carried out under the author's supervision on the site of construction.

I. — BRIEF CHARACTERISTIC OF THE DAM FOUNDATION.

The foundation of the dam is presented by granite, gneisses of high strength (over 1 300 kg/cm² at a mean volume weight of 2.59) and

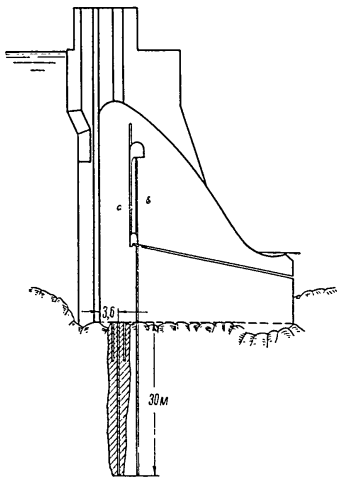


Fig. 1.

Cross section of the dam.

Coupe transversale du barrage.

but slightly fissured. In the period of geological investigation, that preceeded structural work, attention was drawn to the presence of two

disturbed regions in the rock, where in the course of examination with compressed air considerable permeability was observed, as well as emergence of air on the surface and in the adjacent borings. The location of these regions has been determined, and later on confirmed in the consequent work of grouting the foundation.

In working out the trench (in the middle channel) three more vertical tectonic fractures have been discovered, parallel to one another and at a slight angle to the direction of river flow. The two of these were

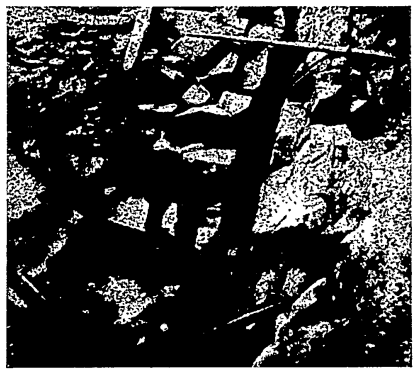


Fig. 2.

Tectonic fissure in the foundation area.

Fissure tectonique dans les roches de fondation.

of appreciable width (*see* photo on figure 2 and 3). The clearing of these fissures was performed to the depth about 7 m but the zone of solid rock was thereby not reached. The fissures were then cleared from clay and disintegration products, were filled with concrete and subsequently grouted.

In order to improve the stability conditions of the dam against slip the surface of the rock was in the course of trenching subjected to special finish so as to secure a staggered uneven form. Below the toe of the dam a recess was made so as to create a support about 2 m high against the rock. The length of the deepened part was about 8-10 m (*fig.* 1).

At the same time as the trenching proceeded investigation boring was carried out, accompanied by examination of the walls of the boring

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

by means of a periscope. The number of investigation borings used to be prescribed in accordance with the results of their testing, however not below 2 for one spillway, namely, one in the upstream part of the foundation to the depth of 30 m and the second-in the downstream

Fig. 3.

Tectonic fissure in the foundation area.

Fissure tectonique dans les roches de fondation.

part to the depth of 20 m. In the testing of borings the air pressure was prescribed on the basis of 0.25 atm/1 m of sinking of the seal from the rock surface.

II. — RESULTS OF GROUTING THE FOUNDATION IN THE PERIOD OF CONSTRUCTION OF THE DAM.

Before placing concrete the upper layers of the rock were subjected to grouting from borings up to 8 m deep, located in rows in chess-board order. The grouting comprised chiefly the upstream part of the foun-

dation area; only in separate cases it was extended to the full width thereof in dependence from the quality of the rock revealed.

After placing concrete in the dam body to a height of not less than 8 m borings through it into the rock to the depth of 30 m were made, destined for creating a continuous grouting curtain under the total length of the dam at the distance of 3.62 m from the upstream face. A single-row curtain was foreseen by the design with a distance of 3.25 m between the borings for the first stage of construction and with subsequent location of the second-stage borings in the distance between the earlier borings. However the practical work procedure has shown, that instead of the thus determined 8 borings per spillway it proved in many cases necessary to bore and grout a much higher quantity up to 20 borings in certain spillways, arranged in 2-3 rows.

To both sides of the grouting curtain at a distance of 1 m in the upstream and downstream directions, as well on the axis of the curtain itself three borings 8 m deep were made in each row, which were grouted in the first place before placing the concrete, i. e., before the accomplishment of the deep grouting.

The spacing of the holes in the upstream row was 2.75 m and for the middle and downstream rows — 3.10 m. The destination of these 8 m borings was for strengthening the conjugation zone of the 30 m grouting curtain with the dam body in the region, where the percolation gradients are of the maximum values.

The drainage of the dam body was secured by means of a system of vertical holes 15 cm in the diameter, located at a distance 6 m from the upstream face and 2 m from each other (*see* pipes *a* on figure 1). The drain system is connected with the upper and lower inspection galleries and has an outlet into the tailwater. No drainage was made in the dam body below the lower inspection gallery, as well as in the foundation.

For the purpose of observing the state of the percolation flow under the dam control borings were made (*see b, fig.* 1) 2 borings per spillway from the upper inspection gallery into the foundation layers to the depth of 30 m below the dam base.

The grouting of the foundation began in 1929, before placing concrete, by means of borings 8 m deep, 56 mm diameter, arranged in chess-board order at distances of 2.75 m. For injection a pneumatic injector was used, working at pressures from 0.5 to 1.5 atm. Mortar with cement-water ratio from 1 : 1 to 1 : 2 was used. The mean cement consumption per boring was 153 kg or 19.1 kg per running meter of the boring.

The grouting of the 30 m borings, 15 cm in diameter, was accomplished through the concrete under the pressure up to 7.5 atm by three hydraulic method with mortar circulating in the bording, in the order of ascending zones. Before grouting each boring was tested with regard to air permeability. Grouting was regarded as finished, if in the course of 10 mn the decrease of pressure in the boring did not

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

exceed 15 % of its given initial value; in the negative case new borings were made and grouted until the required favorable result was obtained.

Of considerable importance are the results of grouting the foundation in the regions of the 5 large tectonic fissures, mentioned above. In the location of these cracks very disturbed rock was met with signs of metamorphized granito-gneisses, and cavities also were discovered, filled with sand, which made it necessary to accomplish the grouting very carefully and to increase the thickness of the curtain in certain regions up to 2 or 3 rows of borings, as it is shown on figures 4 and 5.

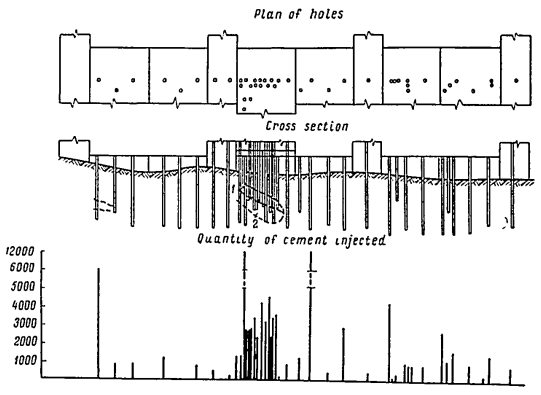


Fig. 4.

Plan and cross section A of the holes of grouting curtain.
Diagram of quantity of the cement injected.
(1) Sand and clay. (2) Desintegrated rock.

Plan et coupe transversale A des trous de sondage du rideau d'injection de ciment. Diagramme de volume de ciment injecté.

In these drawings the results are presented of grouting of two groups of spillways. In making the grouting in these spillways the outlines were fixed of the disturbed rock at a comparatively small depth below the base of the dam, as it is shown on figure 4 and 5.

In these regions, as well as in the other spillways, where tectonic fissures discovered, the absorption of cement proved to be exceedingly considerable from 25.4 to 40.1 tons (per one spillway).

The maximum absorption per 1 boring was 14.736 kg. The mean

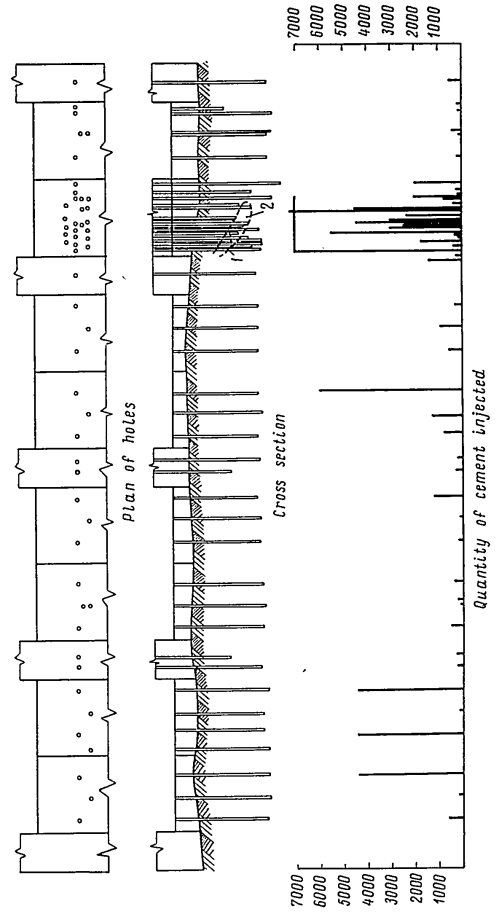


Fig. 5.

Plan and cross section B of the holes of grouting curtain. Diagram of quantity of the cement injected.
(1) Sand and clay. (2) Desintegrated rock.

Plan et coupe transversale B des trous de sondage du rideau d'injection de ciment. Diagramme de volume de ciment injecté.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

absorption per 1 boring for the whole dam was 1.188 kg and per 1 running meter — 67.7 kg. The total figure of boring in the rock reached 15.580 m and in concrete — 9.781 m. Mortars were used with a cement ratio from 1 : 1 to 1 : 3 by weight. Portland cement of the brand not below " 250 " was used.

III. — CONTROL OF CONJUGATION OF CONCRETE WITH THE FOUNDATION IN RESTORING THE DAM AFTER DESTRUCTION.

In restoring dam it was found necessary to examine the state of the dam foundation and of the grouting curtain in the weakened regions of the above mentioned large tectonic fissures, because the presence of curtain disturbances was here most probable.

Fig. 6.

Drill core diameter 76 mm contained the seam between concrete and rock.
Carotte de 76 mm de diamètre contenant le joint béton roche.

For the purpose of checking the state of the concrete and of the rocky foundation after the explosions, that the dam suffered in the time of war, inspection borings were made with a total length of above 600 m in different spillways of the dam. Some of these borings were driven deep into the zone of the grouting curtain in the rock.

The control of the conjugation of concrete with the rock was produced by means of examining the extracted bore specimens, as well as of testing visually the borings of larger diameter (917 mm), into which a man was lowered for registering the data required.

This resulted in the following information :

a. The specific absorption (1) varied within limits of insignificant values and reached maximum values of 0.030 — 0.084 l/mn only in two cases — on the contact between the concrete and the rock. An additional grouting of the foundation was made in these points.

In the Table 1 the specific absorptions are given, obtained for the contact of the concrete with the rock in the zone of the grouting curtain and outside of it.

TABLEAU 1.

Investigation borings in the zone of the grouting curtain.

Boring N	Distance from upstream face (m).	Depth of the zone examined, including contact (m).	Specific absorption of the contact zone (l/mn).
11.	1,80	0,45	0,007
16.	2,30	0,40	0,030
10.....	3,20	1,00	0,002
53	2,30	2,85	0,0006
12.....	2,50	4,00	0,002
19..... ..	3,00	1,15	0,0015
14..	2,90	0,75	0,020
25.....	4,20	0,60	0,084
22....	4,20	4,00	0,0001
17.	1,30	4,00	0,0002
1.....	2,00	3,90	0,0002
Investigation borings in the downstream part of the foundation.			
13.	15,5	9,6	0,0003
15..	20	11,3	0,002
20....	20	3,3	0,008
15..	20	0,5	0,0008

b. In several borings bore specimens were obtained of the contact zone between concrete and rock in undisturbed state (*fig.* 6).

c. In an inspection boring of 917 mm diameter an intact bore specimen was extracted of an undisturbed construction joint, at 12 m above the foundation, which should justify an assumption of intact seams below that level (*fig.* 7).

d. Another inspection boring of the same diameter, driven in the concrete block of the penstock gate of the power house in the grouting

(1) The specific absorption was determined as the ratio of the stabilized discharge, when forcing water into the examined section of the boring, to the head (in meters) and to the length (in meters) of the section in question.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

zone, also revealed good condition of the contact between concrete and rock on that part of the foundation (bore specimen figure 8).

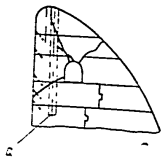


Fig. 7.
(a) The hole of Calyx drill, diameter 917 mm, depth 16,5 m.
(a) *Trou, exécuté par la sondeuse Calyx diamètre* 917 mm, *profondeur* 16,5 m.

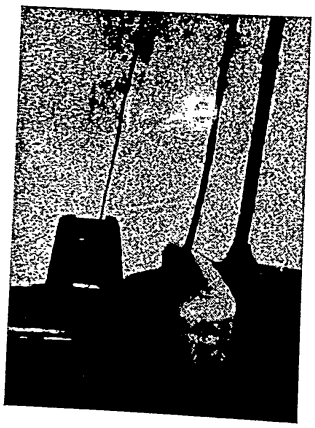


Fig. 8.
The core of Calyx drill diameter 917 mm.
Carotte du trou Calyx, diamètre 917 mm.

IV. — INVESTIGATION OF THE STATE OF THE GROUTING CURTAIN IN THE DAM FOUNDATION AFTER 15 YEARS OF OPERATION.

For the purpose of testing the state of the grouting curtain the weakest (in regard of percolation) points of the foundation were

examined, disturbed by the large tectonic fissures in 5 of the dam spillways, as just here first of all the appearance of weakenings might be expected.

To that aim inspection borings were made through the dam body to the depth of 30 m within the foundation rock.

In one of the spillway a layer of cement stone was met of about 6 m thickness, below which slack rock was found, producting but 3-10 % of bore core. In other spillways also cement stone was discovered, as well included in the rock fissures as also filling up separate cavities; below the level minus 20 m granito-gneisses were found, producing 75-100 % of bore core.

Elaborate examination of the bore specimens extracted from the said borings, has shown the presence in the rock of two kinds of hardened cement paste :

a. one-of dense structure and of high strength (coloured green);

b. seconed-of porous structure and low stability (of white colour), with evident signs of intense leaching, strikingly light in weight; on being kept in the open air it cracked and could be easily broken by hand.

The find of hardened cement paste of two different descriptions gave rise to physical-mechanical examination of specimens of both the kinds, which resulted in the sharply differing data given below :

Depth from the top of the spillway.	Compression strength (kg/cm²).	Water absorption (%).	Volume weight (kg/l).
a. Dense specimens of hardened cement paste (green).			
46,65-47,90	274,0	0,4	2,28
51,00-52,05	-	0,7	2,18
53,15-54,00	117,0	0,3	2,20
b. Porous specimens of hardened cements paste (white).			
35,25-36,50	132,5	37,8	1,96
48,25-50,00	88,9	20,9	1,41
60,00,62,20	86,8	27,4	1,20

For the determination of the degree of leaching 12 of the specimens were subjected to chemical analysis, the results of which have shown, that the degree of leaching of the cement stone, extracted from one of the borings, is 40 % of the quantity of free lime, that could be present in the cement stone at the total hydration of the stone, whilst for the cement stone from another boring the degree of leaching of 80 % was stated.

These data conform with the general strength and density of the cement stone from the two above borings.

In those spillways of the dam, that rest on sound rock, the zone of

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

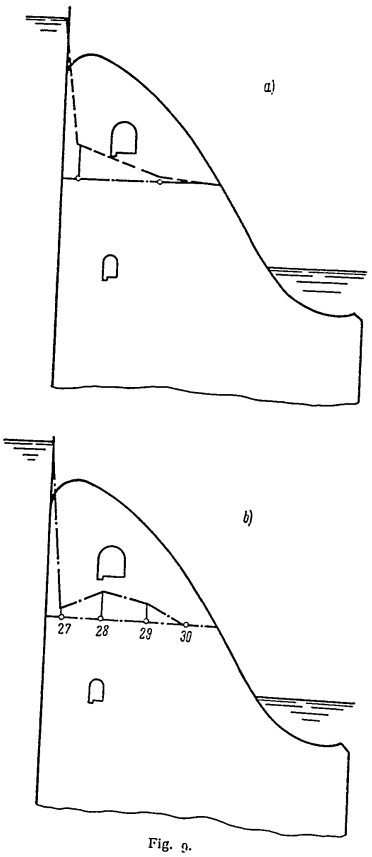


Fig. 9.

Uplift pressure measured in the construction joints.

Sous-pression mesurée dans les joints de construction du barrage.

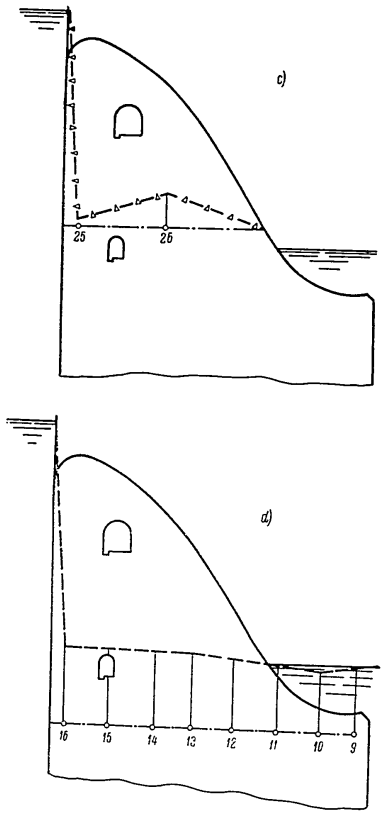


Fig. 9 (*suite*).

the grouting curtain was explored in consecutive sections to the full depth of borings with regard to water absorption values of absorption were established in the limits from 0.002 to 0.004 l/mn.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

In the process of reconstruction of the dam it was decided for the purpose of examination of the density of the grouting curtain to drive borings and to measure the uplift immediately in curtain zone at different depths from the dam base. The borings were made in the foundation of those spillways where tectonic rock disturbances were established. Piezometers were installed as well at the contact between the concrete and the rock, as at different levels from 13 to 23 m below the dam base.

Observations, made in the period of filling the water storage after the restoration of the dam, have shown that :

a. in one spillway at the depth of 13 m from the dam base the piezometric head in grouting curtain zone followed the upstream water level at an internal of 2.5-3.0 m;

b. in the another spillway at the depth 23 m below the dam base the piezometric head analogously reacted to the variations of the upstream water level — at an interval of 5-9 m.

Analogous data were obtained also for two other spillways where tectonic fissures and disturbed rock were present.

Such readings of piezometers in the curtain body are unsatisfactory and testify excessive permeability of the curtain in the said points. Thus, the data obtained have certified that the grouting curtain is partially damaged in the weak points of the foundation and needs restoration. In all other regions the curtain proved sufficiently dense.

Additional explorations of the foundation rock in the region of the tectonic fissure in one of the spillways have shown, that beside disturbed and metamorphized rock in this regions a layer of chlorite slate is present, that could be traced to depths up to 15-25 m.

V. — UPLIFT PRESSURE IN THE CONSTRUCTION JOINTS OF THE DAM'S CONCRETE.

The uplift pressure in the construction joint of the dam was first measured in pre-war time in one spillway on four different levels (joints) of the concrete. The uplift diagrams obtained, represented in figure 9, testify an insignificant uplift value in the structural seams above the tailwater level and a value practically equal to the tailwater head in a seam below the tailwater level.

In the process of restoring the dam it was established, basing on the result of investigation, that in 13 most damaged spillways and in a number of piers the grouting of the concrete is required. These spillways, situated in two separate groups, corresponding to the explosion centers, revealed in general a uniform character of damage, as shown schematically in figure 10.

The volume of damage was characterised by the presence of cracks with a maximum width of 80-100 mm, as well as by the opening of

construction joints, reaching 20 mm in width, and by the shift of separate blocks along the seams to 100-400 mm.

Along with large cracks in many cases small fissures were present, 1-0.2 mm wide and below that.

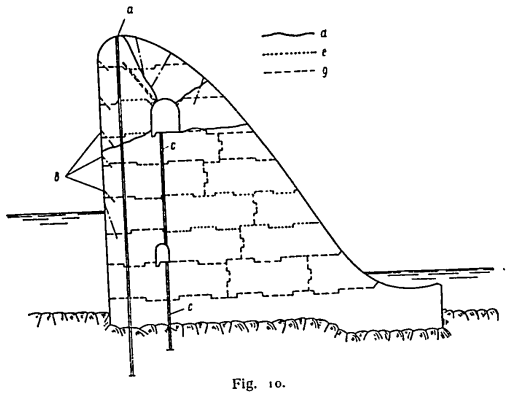


Fig. 10.

Location of holes for grouting
the construction joints and cracks in the spillways.

(*a*) Deep grouting holes.
(*b*) Short grouting holes.
(*c*) New drainage holes bored after grouting.
(*d*) Cracks.
(*e*) Disturbed joints
(*f*) Undisturbed joints.

Disposition des trous de sondage
pour la cimentation des joints de construction
et des fissures dans les sections déversantes du barrage

(*a*) *Trous d'injections de ciment profonds.*
(*b*) *Trous d'injection de ciment courts.*
(*c*) *Nouveaux trous de drainage percés après l'injection de ciment.*
(*d*) *Fissures*
(*e*) *Joints de construction déformés.*
(*f*) *Joints de construction non déformés.*

The grouting of the dams has been carried out in two consecutive stages :

1. grouting of the upstream face of spillways and piers, through perforator holes, from the upstream side;

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2. grouting of the dam body through deep holes in the upstream part of the dam, from its crest.

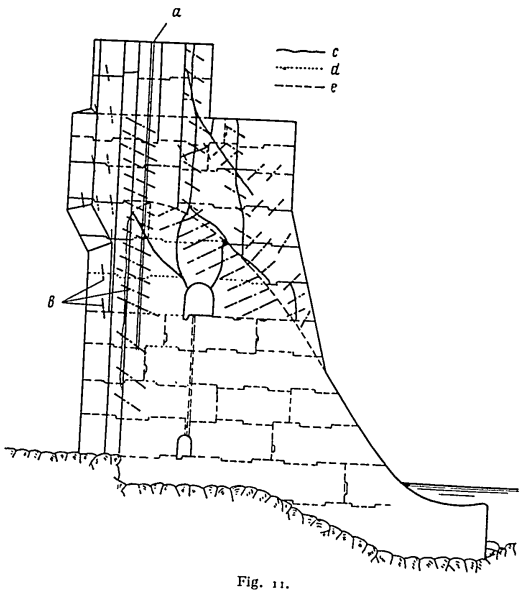


Fig. 11.

Location of holes for grouting the construction joints and cracks in the piers of the dam.
(*a*) Deep grouting holes.
(*b*) Short grouting holes.
(*c*) Cracks.
(*d*) Disturbed joints.
(*e*) Undisturbed joints.

Disposition des trous de sondage pour la cimentation des joints de construction et des fissures dans les piles du barrage.
(*a*) *Trous d'injection de ciment profonds.*
(*b*) *Trous d'injection de ciment courts.*
(*c*) *Fissures.*
(*d*) *Joints de construction déformés.*
(*e*) *Joints de construction non déformés.*

The schema of grouting of the piers is presented in figure 11, where the distribution of the perforator holes is given, as well as of the core drilling.

The perforator borings were arranged at a distance 1.5-2.0 m from each other along the fissures and structural seams in such a way as to intersect at a certain angle the surfaces of the fissures and seams at a distance not less than 0.6-0.7 m from the upstream face.

In the intervals between these principal holes new second-stage holes were made, which were as well as the former tested with regard to water absorption and then grouted. Should the values of specific absorption exceed 0.01 l/mn, the holes were grouted and fresh ones

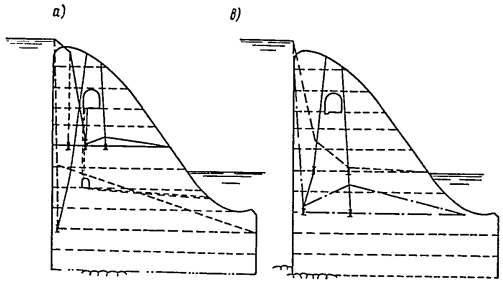


Fig. 12.

Uplift pressure measured in the construction joints of the spillway A after grouting.

Sous-pression mesurée dans les joints de construction des sections déversantes A après l'injection de ciment.

bored of the 3-rd stage and so on, until the above mentioned absorption norm was reached.

Holes for deep grouting of the dam body were made and grouted until the same permeability norms were obtained. In some of the spillways the holes were driven to the contact of concrete with the rock and still further deepened into the rock (*fig.* 10).

As instance, demonstrating the influence of grouting, produced in the dam restoration process, upon the uplift in the construction joints, the diagram on figure 12 may be cited. In these damaged spillways the grouting was carried out 3 years after the mighty explosions, that destroyed the dam at the retreat of the German army.

Uplift measurements in one of the spillway have shown, that an appreciable extinguishing of the upstream head is attained even in points, lying close to the upstream face (*fig.* 12 *a*). In another part of

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

this spillway the uplift measurements in two construction joints have shown, that the piezometric heads approach the tailwater level or are in some points even lower than the latter (*fig.* 12 *b*).

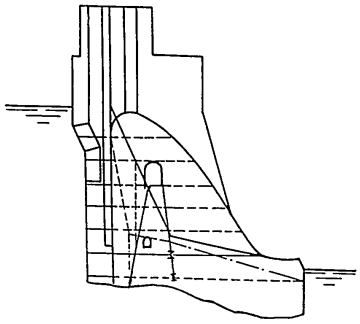


Fig. 13.

Uplift pressure measured in the construction joints of the spillway B after grouting.

Sous-pression mesurée dans les joints de construction des sections déversantes B *après l'injection de ciment*

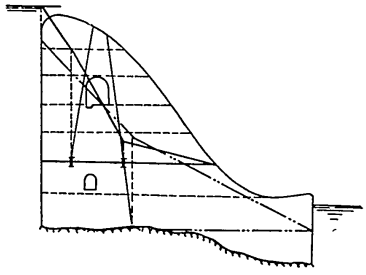


Fig. 14.

Uplift pressure measured in the construction joints of the spillway C after grouting.

Sous-pression mesurée dans les joints de construction des sections déversantes C *après l'injection de ciment.*

Diagrams of uplift, in the construction joints and in the dam foundation are presented in figure 13. The uplift value measured proved to be much below the calculation diagram of the design. The maximum head extinguishing in the construction joint could be observed behind the plane of the drainage borings. Thus, in one piezometric hole at a distance 10.5 m from the upstream face the uplift value was 15 % of the actual head (in the plane of the joint).

In another spillway the uplift was measured in the construction joint, where two piezometers were installed, as shown in figure 14. Observation on the piezometer, located at the distance of 4 m from the upstream face, showed the presence of connection with the upper pool, whereas the value of the piezometric head differed 5.4 m from the water storage level. The piezometer, installed at a distance 12 m from the upstream face, showed a low uplift value and almost a complete absence of connection with the upper pool.

Thus, the measurements made it possible to establish, that in result of grouting a sufficient joint density was attained, which secured that the uplift value practically differed but very little from that, measured before the war in undisturbed spillway and proved to be considerably lower than that of the triangle diagram of the design.

VI. — CONTROL OF PERCOLATION THROUGH THE DAM BODY.

In the process of the restoration of the dam before starting with the grouting, observations were carried out of the percolation through structural seams and fissures in the concrete. For that purpose the points of concentrated percolation flows were systematically controlled and registered on the drawings. In the course of time, where possible, percolation discharges were measured before and after the grouting.

The observations were carried out as well on the downstream face as in the upper gallery (the lower gallery was filled with water).

Especially intense percolation has been registered in the gallery in two sections of the dam.

Here, in certain places, the percolation discharge before grouting attained 50 l/s.

Percolation outlets were also very noticeable on the downstream faces, especially, along the structural seams. The fact of such percolation indicated the existence of disturbances in the seam and the necessity of grouting not alone on the side of the upstream face, but also by means of special holes, which were then driven from the gallery of from the crest of the dam.

In result of the accomplished grouting of the concrete the above percolation effects have been sharply reduced and later on completely extinguished.

However, in the time of the flood when water was overflowing the spillways the percolation in the gallery increases considerably; there-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

fore, in certain spillways additional grouting has been carried out of large fissures, that cleaved the crest of the dam.

The combined action of the grouting and drainage made it possible not only to eliminate the dangerous percolation and uplift in the concrete in the dam, but also to prevent the development of deformations, which topic is dealt with below.

VII. — MEASUREMENTS OF DEFORMATIONS IN THE COURSE OF RAISING THE LEVEL IN THE WATER STORAGE.

The task of the observations was to ascertain the possible displacements of cemented concrete massives along cracks or seams in the period of the rise of the level in the pool. For that purpose in different parts of the dam measuring devices were installed-indicators, dial indicators and slit-meters in accordance with a distribution scheme, specially worked out for that case. The indicators used — dial indicators — had the degree of measurement accuracy of 0.01 mm and the length of travel of the measuring pin — 1 cm. The construction of the supports used made it possible to measure by means of the dial indicators two kinds of deformations : displacements (shifts) and widenings (or contractions) of cracks or of structural seams.

During the observation period the level in the water storage was raised more than 20 m. After the peak of the high water was over the level was temporarily reduced. In all, 37 dial indicators and 81 slit-meters were installed. The most part of the dial indicators (34 of them) were located on the outlets of the principal cracks in the upper gallery. The devices, located on the outer parts of the structure, were soon brought out of service through the damages, caused in the course of structural work or of the passage of water. The readings of the devices, installed in the gallery, gave precious information and sufficiently coinciding results.

The deformations observed proved to be very small and their growth could be stated only until the moment of the peak of high water, after which it stopped and in some cases a partial reduction could observed and the presence of residual deformations.

As characteristic instances let us cite the observations in two spillways. In one of them for measuring deformations during the rise of level in the water storage the dial indicator was installed in the gallery on the right lower fissure in the vault. Observations, carried out in the course of several months showed, that a small displacement of 0.13 mm had taken place, that was observed in the course of 28 days until the peak of high water, after which the growth of the deformation practically stopped (*fig. 15 a*).

In another spillway observation of deformations was also carried out on the fissures in the gallery. On the left upper fissure in the vault, that had a considerable expansion (8 mm), dial indicators were placed

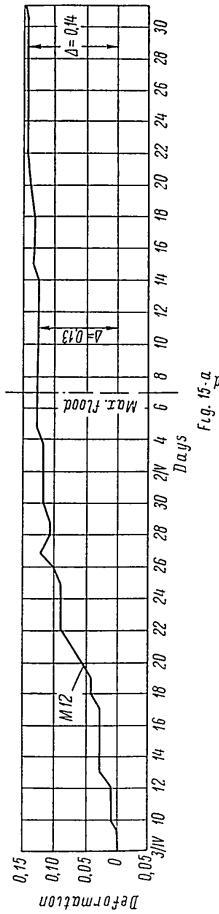


Fig. 15-a

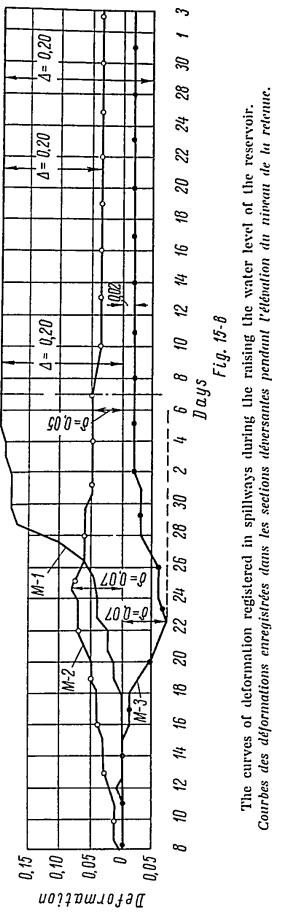


Fig. 15-b

The curves of deformation registered in spillways during the raising the water level of the reservoir.
Courbes des déformations enregistrées dans les sections déversantes pendant l'élévation du niveau de la retenue.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

registering as well the displacement of the massif along the fissure (curve M-1), as the closing of the very fissure (curve M-2). At the same spot on the left lower fissure in the gallery vault a dial indicator M-3 was installed, registering the variations of the width of the fissure. As it can be seen from the curves in figure 15 *b*, essentially a shift has taken place along the left upper fissure. The displacement, registered here, reached to the peak moment of high water 0.2 mm and showed no further progress. The closing of that fissure proved quite insignificent and measured 0.05-0.07 mm in the period of high water and was then stabilized.

The left lower fissure in the gallery vault suffered at first a certain widening up to 0.07 mm and then the deformations decreased and a permanent widening of 0.02 mm was registered that remained unchanged.

Analogous data were obtained also in other dam spillways, where the character of concrete destruction and of the distribution of the main fissures was similar to the above.

In all cases the dial indicators, installed in different places in the gallery (as well on fissures as on structural seams), revealed insignificant deformations, that increased approximately until the peak moment of high water, after which either the deformations became stabilized or a partial decrease was observed, whilst a certain residual deformation remained. The maximum deformation registered in the fissures and seams of the gallery was 0.20 mm.

The observations carried out confirmed the positive influence of the grouting of fissures and structural seams in damaged dam spillways.

VIII. — INVESTIGATION OF THE QUALITY OF GROUTING OF FISSURED CONCRETE.

The investigation of the quality of grouting of fissured concrete has been carried out by means of a special dismantling of a concrete in the spillway, the fissures whereof have been previously grouted. The stripping of the concrete was accompanied by due documentation, sketching, photographing and abundant sampling for laboratorial examination.

For the same purpose special core borings were driven, which made it possible to obtain bore specimens, that contained the grouting layer in undisturbed state. The examination of the character and quality of filling the fissures with cement showed, that fissures of the width above capillary were satisfactorily grouted. Their filling proved to be sufficiently dense and containing no cavities in the very hardened cement paste. The hardened cement paste specimens selected were tested with regard to compression, tension and shear resistance in the plane of contact with concrete and also examined for the determination of their physical properties.

The compression tests showed, that the compression strength of the

cement stone (in specimens 2 × 2 cm) attains 230-250 kg/cm². The means tensile strength proved to be equal to 10.9 kg/cm². The mean shear strength along the grouting seam was about 20 kg/cm².

The volume weight of the cement stone varied in the limits 1.54 to 2.05 t/m³. The data obtained refer to portland cement brand " 500 "; the age of the speciments was 3.5-4 months in moist conditions of hardening, because the spillway had been water saturated by the overflow above the dam crest in the time of high water. Specimens for laboratorial examination have been taken in the course of dismantling grouted fissures 0.5 to 2 cm wide.

The result cited certify a sufficiently satisfactory efficiency of the grouting of fissured concrete.

Besides the above enumerated tests numerous testings have been carried out of grouted concrete by forcing water into the borings, which procedure was regarded as indispensable in the control of the grouting produced.

It was already stated above, that as criterion of the admissible water permeability of concrete the reaching of a specific absorption of 0.01 l/mn/1 m of bore length and 1 m of water pressure was assured, after which the grouting of the concrete was regard as accomplished.

IX. — COMPARISON OF THE MEASURED UPLIFT PRESSURE WITH THE DIAGRAMS OF THE DESIGN.

In designing and erecting the dam, as mentioned above, no drainage of the foundation had been planned (in the design only drainage of the dam body was foreseen and that was actually carried out). As regards the foundation, inspection borings to the depth 30 m below the dam base were made, one boring per each half spillway of the dam. In due time these inspection borings have been used for the control of uplift. Practically they were also used, although insufficiently, for the drainage of the foundation too.

In the restoration process of the dam for the purpose of studying the values of the percolation head in the foundation piezometric holes were made.

Although signs of corrosion of the grouting curtain (leaching of the cement stone) were discovered mainly in those regions of the foundation, where 5 large tectonic cracks are situated and where increased fissure state was observed, still it was decided, accounting for the unfavorable uplift value and for the probable weakening of the upper foundation layer and, especially, of the contact layer in result of three mighty explosions in the period of the war, to hold it for necessary : *a.* to accomplish an additional grouting of the foundation for strengthening the upper layer of grouting curtain and *b.* to drive drainage borings *in all the spillways of the dam.*

Both these measures aimed chiefly at the lowering of the uplift value for securing the required stability of the dam against shear.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The additional grouting was carried out to the depth of 15 m below the base of the structure. For its accomplishing borings were made in the quantity of 6-8 borings per spillway and 2 borings per pier.

The grouting borings have driven from the upper gallery; therefore the plane of additional grouting is situated on the downstream side of the existing curtain (*fig.* 1) and presents in a certain way a thickening of its upper layer. The injection of cement mortar was produced under the pressure of 8 atm.

The drainage borings also were driven from the upper gallery (after the accomplishment of the additional grouting) and situated downstream of the plane of additional grouting. The drainage borings were made to the depth of 4-6 m below the base of the dam. In each spillway of the dam 4 holes were made and in each pier — 1 hole.

The difficult work of additional grouting and draining the foundation was in its greatest part carried out in 3 years. The additional grouting was produced in conditions of partially or completely filled water storage (head 32 m). It should be noted, that with the actual thickness l of the curtain the hydraulic gradient in the most dangerous upper section of the curain was

$$I = \frac{H}{l} = \frac{38{,}0}{2} = 19{,}0$$

The results of uplift observations were made use of for the characteristic of the degree of preservation of the foundation and for the estimation of the stability of the structure. Basing on these data the decisions were made to produce the additional grouting of the dam foundation.

Observations in piezometric borings, driven after the accomplishment of the additional grouting, allowed to determine its influence on the uplift value.

The grouting work, carried out in conditions of the above gradient, showed, that in the majority of cases an essential decrease of the percolation pressure was attained as compared with the values observed before grouting.

However, in a few cases the effect of the accomplished grouting proved to be unstable : in the course of posterior observations of the piezometric levels it was established, that in the years, immediately following the grouting, some increase of the percolation pressure took place; although the initial value was not reached, still the efficiency of additional grouting was somewhat reduced. This indicates, that hydraulic gradient values of I = 18 and above may endanger the stabile existence of the cement stone in fissured rock. Obviously, such gradients make it necessary to increase the curtain thickness in its upper layer in a measure, securing for it safe resistance to the percolation head.

The influence of the additional grouting manifested itself very favorably in the reduction of the uplift value. In the period of 8 years the uplift value used to be registered in an ever increasing number of lines of piezometric holes, beginning from 14, then passing to 19 and

since 1954 — to 32 lines of holes (²). Thus, the degree of reliability of the obtained data was steadily increased year by year.

Comparison of the uplift actually measured with that of the design is presented in figure 16, where the variation in time of the ratio $\frac{\omega}{\Omega}$ is given (Ω, the total area of the uplift pressure; ω, the mean area of uplift, observed in the course of 1 year).

It can be seen from the diagram, that the accomplishment of the

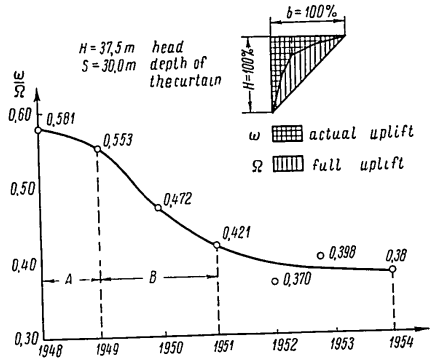


Fig. 16.

(A) Without drainage holes in the foundation rock.
(B) Period of the additional grouting and boring the drainage holes in the foundation rock.

(A) *Période sans trous de drainage dans la fondation de roche.*
(B) *Période d'injection de ciment supplémentaire et de forage des trous de drainage dans la fondation de roche*

additional grouting and draining of the foundation resulted forcibly in the reduction of the uplift and lowered the value $\frac{\omega}{\Omega}$ from 0.581 to 0.37-0.38.

Thus, the actual mean uplift pressure in the base of the dam before the additional grouting and draining was ascertained at 10.6-16.2 % above that of the design, whilst after the accomplishment of grouting and drainage it proved to be 20-24 % below the designed.

In the present days the dam described in this paper may be regarded

(²) This work was carried out by the field research laboratory of the VNIIG.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

as one of the most carefully studied among contemporary large hydraulic plants, as concerns the number of piezometric borings installed and the duration of uplift observations carried out. Alone on the dam, excluding the power house, 125 piezometric holes have been equipped and above that for observation purposes 228 drainage holes were used.

Of special importance is the fact, that the conclusions regarding the uplift value are based upon continuous uninterrupted observations over eight years duration.

CONCLUSION.

The structure of the power plant, that had been severely destroyed in the war time, were completely restored in the course of 3 years. The main type of reconstruction work used was the application of the method of grouting on a large scale, as well for the strengthening of the concrete masonry as for the thickening the curtain with the aim of reducing the uplift and of increasing the stability of the dam.

The most characteristic feature of the restoration work lies in the fact, that it was carried out in conditions of the water storage filled.

In the restoration period the author has carried out investigations :

a. of the conjugation of the concrete with the foundation;
b. of the state of the grouting curtain after 15 years of operation;
c. of the uplift in the construction joints of the concrete and of the foundation.

In this report the results of the above enumerated studies are presented and the conclusions thereof are discussed :

1. The conjugation of the concrete with the foundation was investigated by means of driving special holes and testing the contact zone by hydraulic pressure. For holes, located in the upstream part of the foundation (at distances up to 4.2 m from upstream face of the dam) specific absorption values varied from 0.0002 to 0.03 l/mn and reached 0.084 l/mn but in one cases, for holes, situated in the downstream part of the foundation (at distances over 15.5 m from the upstream face), the specific absorptions varied between 0.0003 and 0.002 l/mn. In several borings core specimens were obtained, containing the zone of contact between the concrete and the rock in undisturbed state. Investigation holes of large diameter (917 mm) made it possible to produce careful studying of the structural seams in the concrete masonry, as well as of the contact zone between the concrete and the foundation.

The data obtained testify, that with the exception of a few cases the density of the contact seam is satisfactory and is characterized by specific absorption values considerably lower than those, that are nowadays specified for the density of foundations and of anti-percolation curtains.

Available data of the cohesions strength of the contact seam are

rather scanty. It should be noted, that in accordance with the methods of calculation of the stability of hydraulic structures against shear, presently used in the U. S. S. R., the cohesion strength is left out of consideration.

2. Basing on the examination of hardened cement paste bore specimens, extracted from the grouting curtain zone in the dam foundation, it was established, that in the regions of 5 large tectonic cracks, where increased parting and, somewhere, rock disturbances were discovered, the hardened cement paste had suffered considerable leaching. In another number of spillways, that were founded on the strong and sound rock, no such signs of leaching could be traced and the cement cores was characterized by a high density (volume weight 2.18-2.28 kg/l; water absorption 0.3-0.7 %) and considerable strength (117-274 kg/cm²).

Nevertheless, in consideration of the three mighty blastings, produced in the war time, that, possibly, might have caused a serious weakening of the foundation, as also in consideration of the increased uplift, that had been registered in a number of spillways, it was found expedient to produce an additional grouting of the foundation for the purpose of strengthening the upper layer of the curtain and to accomplish drainage of foundation in all the dam spillways.

3. The grouting of the concrete, accomplished in the restoration of the dam, proved to be very effective. All the fissures and construction joints were subjected to grouting from the side of the upstream face and from the upper gallery by means of perforator borings. In addition to that in a part of the spillways core drilling borings were made from the crest of the dam for the purpose of grouting of the internal surfaces of structural seams under higher pressure. Some of such borings were driven down to the contact of concrete and rock.

The results of grouting the concrete masonry were checked by uplift measurements in structural seams at different levels. The resulting diagrams showed, that considerable extinguishing of the upstream head is attained even in points, situated near the upstream face. Comparison of these diagrams with the results of pre-war uplift observations in structural seams showed, that the seam density is equivalent to that of the formerly intact dam.

4. Observations of percolation and deformations in the dam body showed, that in result of the grouting produced a sharp decrease or total elimination was attained of percolation along fissures and construction joints; the deformation values, registered in the course of a 20 m rise of the water storage level proved to be very small and did not exceed 0.20 mm for the fissures in the upper gallery.

5. The additional grouting of the foundation, carried out for the purpose of consolidation of the upper layer of the curtain, as well as the creation of foundation drainage in all spillways of the dam influenced appreciably the reduction of uplift. Whereas the mean uplift pressure,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

measured before grouting was 10.6-16.2 % above the calculation diagram of the design, measurements, carried out after the accomplishment of grouting and drainage, revealed a mean uplift pressure 20-24 % below the calculated figures.

Of special importance is the stability of the results obtained, verified in the course of 8 years' observation. Comparison of uplift diagrams, obtained in spillways with tectonic cracks and in spillways resting on strong and sound rock, revealed that notwithstanding the general decrease of uplift, the latter in the spillways with tectonic cracks still remains higher than in the others. This manifests itself not only in the region between the curtain and the drainage, but also in the very drainage plane.

SUMMARY.

The paper presents, in a brief outline, the geological conditions of the bed rock under the dam foundation. It also presents a discription of large tectonic fissures and other irregularities met in the foundation rock which complicated the grouting operations. The paper presents the results of curtain grouting carried out during the construction period.

The dam was severely damaged during World War II. In this connection it was considered necessary that special investigations concerning bond between concrete and foundation rock should be carried out. The density of the contact joint was studied by water injected under pressure into the boreholes, by careful examination of cores with contact between concrete and rock and by visual examination of contact zone in large holes 917 mm in diameter. Examination of the grouting curtain showed that in regions with tectonic fissures and in zones of rock irregularities the cement stone was weak and uplift pressure was somewhat higher. This led to the conclusion that the grouting curtain should be necessary restored. Beside this restoration additional grouting of the foundation rock was done in a number of other blocks.

The paper gives the results of uplift pressure measurements in the construction joints of the concrete massif made before the war and after the reconstruction accomplished by method of grouting. The investigations showed that grouting of cracks and damaged construction joints permitted leakage and uplift pressure in the dam to be reduced to a considerable extent.

In order to determine deformations while the headwater surface elevation was raised 20 m higher measuring apparatus was installed in the dam which showed that grouting proved effective and the observed values of deformations along the cracks and construction joints didn't exceed 0.2 mm.

To reduce uplift pressure acting on the base of the dam the structure was provided with a drainage system (in addition to curtain grouting)

consisting of holes drilled in all blocks of the spillway dam. Observations for uplift pressure are being made continuously up to the present time, the number of piezometric or observation holes being increased with every year, this enables the uplift pressure to be more thoroughly investigated.

The measured uplift pressures are compared with those assumed in the design.

RÉSUMÉ.

Le rapport présente un exposé sommaire des conditions géologiques des roches sur lesquelles est fondé le barrage. Il donne la description des grandes fissures tectoniques et d'autres irrégularités du sol rencontrées au cours des travaux préparatoires et qui ont compliqué l'exécution de l'injection de ciment.

Le rapport présente les résultats des travaux lors de l'exécution du rideau d'injection de ciment pendant la période de construction.

Le barrage a été fortement endommagé pendant la guerre et l'on a été obligé de faire des investigations spéciales concernant la zone de contact du béton avec les roches de fondation.

La compacité du joint de contact a été étudiée au moyen d'injection d'eau sous pression dans les trous de sondage, de l'examen des carottes obtenues et de l'inspection visuelle de la zone de contact dans les trous de grand diamètre (917 mm).

L'examen de l'état du rideau d'injection de ciment a montré que dans les régions des fissures tectoniques et des roches déformées, le ciment était affaibli et la sous-pression était élevée, ce qui rendait indispensable la restauration du rideau d'injection de ciment. Des travaux de cimentation supplémentaire ont été exécutés aussi dans quelques autres sections de la fondation.

Le rapport donne les résultats des mesures de la sous-pression dans les joints de construction du massif de béton d'avant-guerre et après l'exécution des travaux de rétablissement par la méthode de cimentation.

Les recherches ont montré que la cimentation des fissures et des joints de construction déformés dans le massif de béton du barrage a produit une réduction sensible de filtration et de sous-pression dans le corps du barrage.

Pour déterminer la déformation du barrage pendant la période du relèvement du niveau de la retenue jusqu'à 20 m, on a établi des appareils de mesure qui ont montré que la cimentation effectuée a donné de bons résultats et que les valeurs des déformations des fissures etudes joints de construction n'ont pas dépassé 0,20 mm.

Pour réduire la sous-pression dans la fondation du barrage, on a exécuté (en dehors de la cimentation de rétablissement) un système de drainage dans toutes les sections du barrage.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les observations concernant la sous-pression sont poursuvies d'une manière continue jusqu'à nos jours, le nombre de trous piézométriques d'observation augmentant chaque année, ce qui permet d'étudier la pression filtrante d'une manière toujours de plus en plus profonde.

Les valeurs de la sous-pression mesurées sont comparées aux épures de calcul adoptées pour le projet.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 125

QUESTION N° 21

J. GUILHAMON
ET R. VORMERINGER
(ALGÉRIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

DÉFORMATIONS DU BARRAGE D'IRIL EMDA DE SES FONDATIONS ET DE SES APPUIS (*).

JEAN GUILHAMON,

Ingénieur des Ponts et Chaussées,
Secrétaire Général d'Électricité et Gaz d'Algérie

et RAYMOND VORMERINGER,

Ingénieur à la Société Générale d'Exploitations industrielles.

INTRODUCTION.

Le barrage d'Iril Emda est fondé sur des terrains formés principalement de marnes schisteuses.

Il est constitué par une digue en pierraille de 80 m de hauteur maximum et de 700 m environ de longueur de crête, enveloppant un ouvrage central en béton armé destiné à l'évacuation des crues. L'étanchéité est assurée par un masque amont souple.

Le matériau constitutif de la digue est un matériau naturel provenant d'un pierrier formé d'éboulis de pente calcaires. Ce matériau est essentiellement composé de cailloux de dimensions comprises entre 2 et 10 cm.

(*) *Deformations in the foundations and abutments of the Iril Emda Dam.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Il a été mis en place par couches de 0,25 ou 0,50 cm et compacté au tracteur vibrant après arrosage et passage d'un cylindre.

Le barrage a été achevé et mis partiellement en eau en 1954. Les conditions climatiques ont permis la mise en eau complète de ce réservoir interannuel en 1956.

Les observations faites ont mis en évidence des déformations extrêmement faibles pour un ouvrage de ce genre.

Les tassements du barrage d'Iril Emda consécutifs à la mise en eau partielle, ainsi que les essais préliminaires, en laboratoire ou sur le terrain, qui ont permis de déterminer les formes et dispositions de l'ouvrage, ont fait l'object d'un rapport et d'une communication au Ve Congrès des Grands Barrages (1).

Le présent rapport reprend l'examen des tassements, compte tenu des résultats nouveaux consécutifs à la mise en eau complète. Il comprend deux chapitres, le premier consacré aux déformations du sol, le second aux déformations de la digue.

Les mesures ont été effectuées par la Société française de Stéréotopographie et par les services topographiques d'Électricité et Gaz d'Algérie.

1. DÉFORMATIONS DU SOL.

1.1. Dispositifs de mesure.

Les dispositifs de mesure comprennent les habituels repères de surface situés sur les rives au-dessus du niveau de la retenue ou en aval du barrage et les repères souterrains dans des ouvrages de béton situés sous la digue.

Sous la digue ont été ainsi installés :

— 14 repères dans le drain placé sous l'évacuateur provisoire et l'évacuateur rive gauche, traversant la digue d'amont en aval, dans le lit de l'oued;

— 12 repères dans la galerie de la conduite forcée, qui constitue l'étage inférieur de la galerie dite de dégravement, galerie parallèle à l'évacuateur provisoire et voisine.

Au pied amont de la digue ont été installés :

— 39 repères dans la galerie de pied amont qui draine et bute le masque d'étanchéité à sa base.

Tous ces repères sont répartis assez régulièrement le long de la galerie considérée. Les nivellements ont été raccordés à des repères extérieurs

(1) J. Guilhamon et H. Castelnau, *Tassements des matériaux constitutifs et de la fondation (Barrage de l'Iril Emda)* (Question nº 18, R.47); R. Vormeringer, *Constitution d'un masque souple et raccordement aux ouvrages rigides* (Communication C.22).

fixes; ils ont été effectués à diverses phases de la construction et de la mise en eau.

La figure 1 donne la disposition des principaux repères fournissant des indications sur les déformations du sol : repères extérieurs et repères dans les ouvrages en béton.

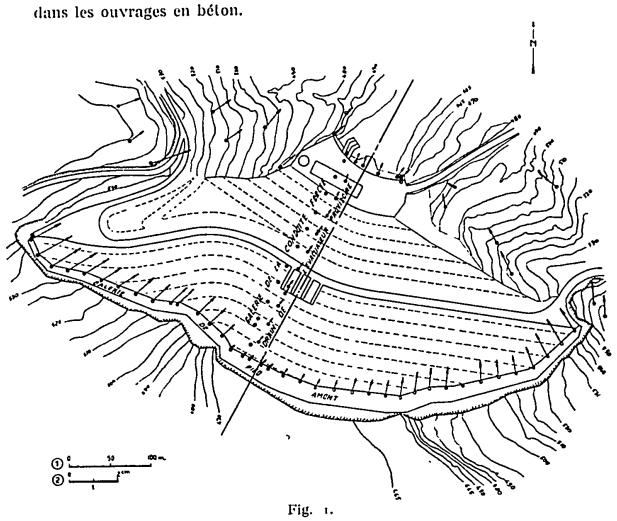


Fig. 1.

Implantation des principaux repères situés sur le sol.
Location of the main bench marks situated on the ground.

Les flèches indiquent les déplacements horizontaux des repères entre juin 1954 et juin 1956.
The arrows indicate the horizontal displacements of bench-marks between June 1954 and June 1956.

(1) Échelle pour la digue = *Scale for the dam.*
(2) Échelle des tassements = *Scale of the settlements.*
Drain de l'évacuateur provisoire = *Temporary spillway drain.*
Galerie de la conduite forcée = *Penstock gallery*
Galerie de pied amont = *Upstream foot gallery.*

1.2. Situation lors des différentes séries de mesures.

La figure 2 donne les variations du plan d'eau depuis la première mise en eau partielle commencée en septembre 1953. On rappelle

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ci-dessous l'état de la digue et du plan d'eau aux différentes époques de mesures systématiques des tassements, époques qui sont indiquées dans les schémas ultérieurs.

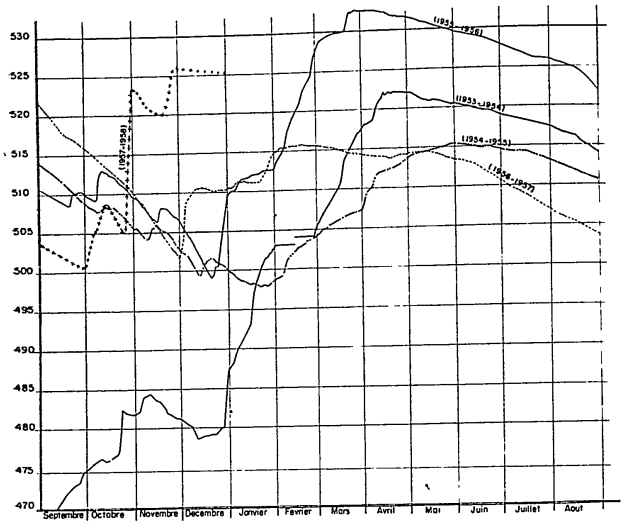


Fig. 2

Variation du plan d'eau de la retenue.

Behaviour of water level.

— Mai 1953 : Digue en cours de construction (crête à la cote 500); réserve vide.

— Octobre 1953 : Digue en cours de construction (crête à la cote 522); début d'accumulation, cote moyenne du plan d'eau 480.

— Mai-juin 1954 : Construction de la digue achevée, cote du plan d'eau 515.

— Mars 1956 : Cote du plan d'eau 532 (cote maxima de la retenue, atteinte pour la première fois).

— Mai-juin 1956 : Cote du plan d'eau 530.

— Octobre 1957 : Série de mesures avant la crue : cote 505; série de mesures après la crue : cote 522.

1.3. Déformation du sol sous la digue.

a. Résultats des mesures.

Les courbes de la figure 3 donnent les tassements du drain de l'évacuateur provisoire aux différentes époques de mesures.

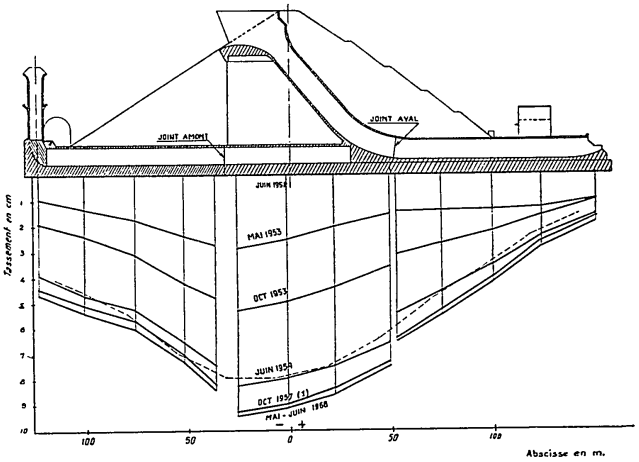


Fig. 3.

Tassements mesurés dans le drain de l'évacuateur provisoire.

Settlements measured in the temporary spillway drain.

(1) Après la crue = *After the flood.*
Joint amont = *Upstream joint.*
Joint aval = *Downstream joint*
Tassement en cm = *Settlement in cm.*
Abscisse en m = *Abscissa in m.*

Chacune de ces courbes est la déformée du sol, sous l'action du poids de la digue et de la poussée de l'eau, modifiée par la rigidité des ouvrages en béton. Le drain est en effet situé dans le béton de fondation d'un ouvrage complexe comprenant trois parties d'amont en aval, séparées par des joints : à l'amont la galerie de l'évacuateur provisoire; au centre le bloc des évacuateurs; à l'aval les galeries horizontales constituant la partie aval des évacuateurs.

R. 125.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Dans la partie centrale, la grande rigidité de l'ouvrage impose une faible courbure à la déformée; aux joints correspondent des discontinuités des déformées.

En corrigeant les déformées supprimant la portion à faible courbure et les discontinuités, on peut penser obtenir avec une assez bonne approximation la courbe continue de ce qu'auraient été les tassements en fond d'oued, en l'absence des ouvrages en béton.

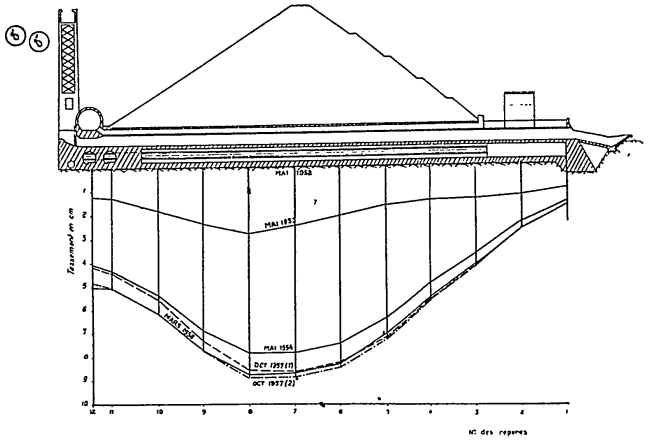


Fig. 4.

Tassements mesurés dans la galerie de la conduite forcée.
Settlements measured in the penstock gallery.

(1) Avant la crue = *Before the flood.*
(2) Après la crue = *After the flood.*
Tassements en cm = *Settlements in cm.*
N° des repères = *Number of the bench marks*

Les courbes de la figure 4 donnent les tassements de la galerie de la conduite forcée aux différentes époques.

Cette galerie a une rigidité pratiquement constante d'amont en aval; ainsi peut-on estimer que sa déformée est voisine de la déformée du sol en l'absence des ouvrages en béton.

On a reporté en pointillés sur la figure 3 la déformée de mai 1954 du radier de la galerie de la conduite forcée.

Cette déformée se place bien sur la déformée du drain de l'évacuateur provisoire à la même époque. Elle suit à peu près la courbe continue que l'on aurait envie de tracer pour éliminer l'effet des joints et de la rigidité du bloc central.

b. Déformabilité du sol.

Dans le rapport remis au Ve Congrès des Grands Barrages on a cherché à retrouver par le calcul la courbe continue tracée sur la déformée du drain de l'évacuateur provisoire en juin 1954. On a tout d'abord supposé que le sol se comportait comme un massif homogène de profondeur infinie obéissant à la loi de Boussinesq et l'on a cherché à déterminer pour quel coefficient de déformabilité du sol la courbe calculée se placerait bien sur la courbe mesurée.

On a constaté que les courbes calculées ont une courbure nettement trop faible, c'est-à-dire qu'au coefficient d'élasticité du sol qui donne à peu près même valeur au tassement calculé et au tassement mesuré sous la crête de la digue correspondent des tassements calculés beaucoup trop importants aux extrémités amont et aval.

On a été ainsi amené à renoncer à l'hypothèse d'un sol homogène et à envisager que le coefficient de déformabilité du sol croissait avec la profondeur.

Avec un coefficient de déformabilité de 5 000 kg/cm² sur les 12 premiers mètres, de 25 000 kg/cm² de 12 à 40 m; de 80 000 kg/cm² au-dessous de 40 m, courbe calculée et courbe mesurée sont pratiquement confondues.

L'examen des déformées de 1956 amène à quelques remarques nouvelles.

Les charges supplémentaires appliquées entre 1954 et 1956 correspondent à la montée de l'eau de la cote 522 à la cote 532. Le calcul montre que l'effet de cette montée de l'eau est un basculement de la déformée vers l'amont, c'est-à-dire que la différence entre les tassements de 1956 et ceux de 1954 doit décroître d'amont vers l'aval.

Repères de l'amont vers l'aval	Tassements (mm). Juin 1954.	Mars 1956	Différence.
1	38,5	47,5	9,0
2	49,9	56,3	7,4
3	54,3	62,1	7,8
4	68,6	77,1	8,5
5	77,9	86,6	8,7
6	77,7	86,0	8,3
7	74,4	82,6	8,2
8	63,5	70,4	6,9
9	51,7	57,7	6,0
10	38,3	42,5	4,2
11	21,6	24,2	2,6
12	15,3	17,3	2,0

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Le tableau ci-dessus montre qu'il en est à peu près ainsi pour la conduite forcée. Les différences décroissent toutefois nettement plus lentement que le calcul ne l'indiquerait.

En ce qui concerne le drain de l'évacuateur provisoire, les différences entre les tassements de 1956 et les tassements de 1954 passent par un maximum dans la partie centrale.

Repères de l'amont vers l'aval.	Tassements (mm). Juin 1954.	Mars 1956.	Différence.
1	38,0	47,0	9,0
2	45,4	53,9	8,5
3.	52,1	60,4	8,3
4	64,4	73,9	9,5
4 *bis*..... ..	74,1	85,0	10,9
5.....	81,5	94,7	13,2
6.	79,2	91,2	12,0
7	73,6	85,3	11,7
8.....	65,0	75,4	10,4
8 *bis*...	54,4	64,6	10,2
9...	45,6	54,1	8,5
10	35,0	41,5	6,5
11..	23,4	28,2	4,8
12..	15,2	18,6	3,4

Il semble qu'il faille chercher une explication dans l'hypothèse qu'en juin 1954 l'équilibre correspondant aux charges appliquées (digue et bloc central terminés, retenue à la cote 522) n'était pas encore atteint. Le sol aurait continué à se tasser entre juin 1954 et juin 1956 sous l'effet de charges appliquées avant juin 1954.

Ce décalage dans le temps entre les charges appliquées au sol et les déformées correspondantes est certainement un phénomène général, mais il est plus marqué sous le bloc central vraisemblablement parce qu'il se produit une déformation plastique lente du sol aux extrémités amont et aval de ce bloc rigide.

c. Retours élastiques du sol.

Les observations d'octobre 1957 mettent en évidence une certaine élasticité du terrain.

La galerie de la conduite forcée a été mesurée alors que le plan d'eau était à la cote 505, puis après montée du plan d'eau à la cote 522.

La première mesure indique une très nette remontée du terrain dans la partie amont, par rapport aux tassements de mars 1956 correspondant à une retenue à la cote 522 (remontée de 8 mm à l'amont).

La seconde mesure indique un nouveau tassement du terrain qui ne vient pas compenser tout à fait le soulèvement précédent.

Il est remarquable que dans ces deux mesures, les déformations

observées décroissent rapidement d'amont vers l'aval; la décroissance est plus rapide pour la première mesure.

On peut dire que pour la seconde mesure, le tassement résiduel du sol sous l'action du poids de la digue n'a pas eu le temps de se manifester, et que pour la première mesure le tassement résiduel sous le poids de la digue est venu réduire le soulèvement du terrain dû à la baisse du plan d'eau.

Repères de l'amont vers l'aval	Déformation (mm) entre mars 1956 et octobre 1957.	entre octobre 1957 *a* et octobre 1957 *b*
1. .	— 8 4	— 6 5
2.	— 6,7	— 6, 3
3 ..	+ 6.0	— 6.0
4. .	+ 4.4	— 4.2
5	+ 2.1	— 3 1
6 .	— 0.9	— 0.3
7	+ 0.4	— 1 5
8 .	— 0 6	— 1.0
9. . .	— 0.5	— 0.5
10 . .	— 0.5	— 0.2
11 . . .	+ 0.1	+ 0 1
12	+ 0.3	0

1. 4. Déplacements de la galerie de pied amont et des repères extérieurs.

La galerie de pied amont a une rigidité suffisamment faible pour qu'on puisse penser qu'elle a suivi sans les modifier les tassements du terrain.

La galerie a permis de suivre les déplacements du terrain aux diverses cotes entre juin 1954 et juin 1956, c'est-à-dire les déplacements consécutifs à la montée de l'eau de la cote 522 à la cote 532.

Les déplacements verticaux des divers repères entre ces deux étapes ont été reportés sur la figure 5 en fonction de la cote.

Il est très net que dans le lit de l'oued, le sol s'est enfoncé (de 10 mm environ), que cet enfoncement va en décroissant à mesure qu'on s'élève sur l'une ou l'autre rive, qu'il s'annule vers la cote 500, et qu'au-dessus le sol s'est soulevé (de plus de 5 mm vers les extrémités de la galerie).

Ce soulèvement a également été observé sur les repères extérieurs.

Des phénomènes analogues ont été notés au cours de la mise en eau de nombreux barrages. Ils sont explicables dans l'hypothèse d'une déformation élastique du sol. Sous l'effet de la poussée de l'eau normale au terrain, les parties basses des appuis s'enfoncent et les parties hautes se soulèvent.

Dans un rapport présenté au Ve Congrès des Grands Barrages (2),

(2) *Sur l'écartement des flancs d'une vallée sous la pression de l'eau contenue dans un réservoir.* (Question n° 18, R. 38).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

MM. A. Preismann et B. Gilg ont déterminé les déplacements théoriques des appuis d'un barrage à la mise en eau dans le cas où le barrage ferme une vallée en V, symétrique, de section constante.

Dans le cas d'Iril Emda, la vallée au droit du barrage est un U très ouvert et la retenue s'élargit immédiatement en amont suivant deux branches.

On peut assimiler la vallée au droit du barrage à une vallée en V symétrique, d'angle intérieur 150°. En prenant en compte un coefficient

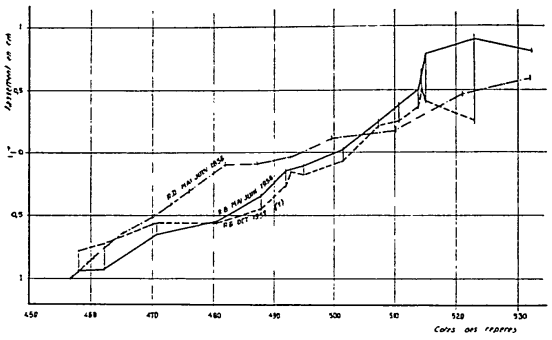


Fig. 5

Tassements mesures dans la galerie de pied amont en prenant comme origines les cotes de juin 1954.

Settlements measured in the upstream foot, based on elevations of June 1954.

RD : Côté rive droite = *Right part.*
RG : Côté rive gauche = *Left part.*
(1) Après la crue = *After the flood.*
Tassements en cm = *Settlements in cm.*
Cotes des repères = *Elevations of the bench marks.*

d'élasticité de 50 000 kg/cm² qui traduit assez bien la déformabilité moyenne du schiste, le calcul doit normalement conduire à des déplacements verticaux inférieurs aux déplacements réels puisque le volume de la retenue est bien supérieur au volume contenu dans une vallée de section constante. Les déplacements ainsi calculés sont environ deux fois trop faibles.

Les mesures effectuées en octobre 1957, dans la galerie de pied amont côté rive gauche, pour une retenue à la cote 522, ont mis en évidence un net retour élastique du schiste : remontée dans la partie basse et descente dans la partie haute.

En ce qui concerne les déplacements horizontaux du sol, à la montée de l'eau de 522 à 532 ont correspondu d'une manière générale des déplacements dirigés vers l'aval et le thalweg ainsi qu'il apparaît sur la figure 1.

1.5. Conclusions.

Les ouvrages en béton ont permis de mesurer avec précision les déplacements du sol sous la digue.

Les faits qui se dégagent de la mise en eau complète (montée de l'eau de la cote 522 à la cote 532) sont les suivants :

— plus grande déformabilité des couches superficielles du terrain que des couches profondes;
— tassement des parties basses des rives et soulèvement des parties hautes;
— décalage dans le temps entre les efforts appliqués et les déformations, en particulier sous le bloc des évacuateurs.

Par ailleurs, les oscillations du plan d'eau de la retenue après la mise en eau complète, sont suivies de soulèvements ou de tassements du sol qui témoignent d'une certaine élasticité du terrain.

2. DÉPLACEMENTS DE LA DIGUE.

2.1. Emplacements des repères. Principales campagnes de mesures.

Des repères ont été placés :

— sur la crête;
— sur le parement amont aux cotes 520, 500 et 480;
— sur le parement aval aux cotes 520, 500 et 480;
— dans les deux puits verticaux télescopiques allant de la crête de la digue jusqu'au sol, réalisés par l'alternance de buses de deux diamètres différents maintenues en place par la pression des enrochements;
— au voisinage du raccordement du masque avec le bloc des évacuateurs.

Les repères situés sur la crête du barrage et sur les parements se répartissent dans 11 profils verticaux normaux à la crête.

Les résultats des mesures jusqu'à la mise en eau de 1954 (à la cote maxima 522) ont été donnés dans le rapport remis au Ve Congrès des Grands Barrages. Les mesures ultérieures ont permis de suivre les effets de la mise en eau complète. Les repères situés sur le parement amont aux cotes 500 et 480 n'ont pas été dénoyés depuis la montée de l'eau à la cote 532.

Pour avoir une idée des déplacements des repères du masque quel que soit le niveau de la retenue, ces repères avaient été conçus pour permettre un lever de leur cote sous l'eau : le long d'un fil-guide attaché

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

en permanence à chacun de ces repères et, au moment de la mesure, tendu verticalement depuis une barque, il était prévu de descendre jusqu'au repère considéré un poids au bout d'un fil gradué. La mesure de la longueur de ce fil, comptée jusqu'à un point de cote connue au-dessus du niveau de la retenue, donne la cote du repère.

Les fils guides se sont malheureusement détériorés. On espérait qu'à la fin de l'automne 1957, après une année sèche, le plan d'eau de la retenue baisserait suffisamment pour dénoyer les repères de la cote 500 et permettre la mesure de leurs déplacements au théodolithe. Une crue violente d'octobre amena la remontée rapide du plan d'eau.

On décida alors d'envoyer des hommes grenouilles accrocher de nouveaux fils aux repères de la cote 500. Plongées et mesures eurent lieu en décembre 1957, entravées par le mauvais temps; le plan d'eau de la retenue était à la cote 525.

Cette campagne de mesures, dirigée par M. Raud, Ingénieur à Électricité et Gaz d'Algérie a apporté de précieux résultats : les déplacements verticaux de quelques repères du masque de cote 500, repères particulièrement intéressants puisqu'ils sont situés à mi-hauteur du masque, dans une zone où les déplacements des parements amont de barrages souples sont en général très importants.

2.2. Hypothèses faites sur la répartition des efforts dans la digue et conclusions antérieures relatives aux variations du coefficient de déformabilité de la pierraille avec la charge.

La digue est un ensemble déformable, dont le coefficient de déformabilité varie avec l'état des charges. En particulier les coefficients correspondant à des décompressions sont d'un tout autre ordre de grandeur que ceux qui correspondent à des compressions.

Les équations de l'élasticité ne sont donc pas applicables et l'on a cherché à se faire une idée de la répartition des efforts dans la digue en développant, faute de mieux, la vieille règle suivant laquelle un effort appliqué normalement à une couche plane de pierraille se répartit de façon homogène dans un cône. On a appliqué les formules ainsi obtenues et données dans le rapport du Congrès précédent, aussi bien aux efforts dus au poids propre de la digue qu'à ceux dus à la poussée de l'eau sur le masque amont.

Le coefficient de déformabilité de la pierraille, évalué après essais au laboratoire et mesures de déplacements des repères après montée de l'eau jusqu'à la cote 522, varie avec la charge : très élevé tant que la charge reste inférieure à la pression équivalente à l'effet du compactage, il décroît rapidement quand la charge devient plus élevée que cette pression, passe par un minimum, et croît ensuite légèrement avec la charge.

Dans le rapport remis au précédent Congrès, on a été conduit à proposer pour la pierraille d'Iril Emda un coefficient d'au moins 2 000 kg/cm² quand la charge est inférieure à 4 kg/cm², décroissant de 2 000 kg/cm² à 500 kg/cm² quand la charge passe de 4 à 7 kg/cm², puis croissant un peu de 500 à 600 kg/cm² quand la charge passe de 7 à 20 kg/cm².

Cette variation du coefficient de déformabilité avec la charge rend compte du fait constaté dans les puits de mesure, après mise en eau à la cote 522, que la digue est nettement plus déformable à sa base.

2.3. Déplacements des repères situés sur la crête et sur les parements amont et aval de la digue, après mise en eau complète.

a. Déplacements verticaux.

Le tableau suivant donne les déplacements verticaux de repères exprimés en millimètres en partant de leur position en juin 1956. En octobre 1957, la retenue est à la cote 505.

	En octobre 1957		En juin 1956.			
	Cote 520	Cote 535,5	Cote 535,5	Cote 520	Cote 500	Cote 480
Profils	amont	amont	amont	aval.	aval	aval
1		+ 5	— 3	-	-	-
2.....	— 10	— 6	— 17		-	-
3 .	— 17	- 20	— 33			-
4	— 21	— 33	— 57			-
5 .	— 15	— 24	— 31	— 30	— 19	— 16
7 .	— 18	— 28	— 34	— 57	— 43	— 20
8	— 16	— 33	— 35	— 35	— 24	— 15
9 .	— 24	— 40	— 40	-		-
10	— 9	— 31	— 31			-
11 ..	-	— 4	— 8	-		

Le tableau suivant donne, pour octobre 1953 et décembre 1957, les cotes des repères de la cote 500 qui ont pu être levés sous l'eau le 21 décembre 1957.

Profils.	Décembre 1957	Octobre 1953	Déplacement vertical (mm).
1 .	499 997	500 001	— 4
3.	499 949	499 997	— 48
5. .	499 890	499 984	— 94

On peut penser que cette campagne de mesures donne le centimètre.

Les résultats réunis dans ces deux tableaux appellent les remarques suivantes :

— Les déplacements sont des déplacements absolus, c'est-à-dire qu'ils sont la somme des déformations de la pierraille et des déplacements du sol. Le soulèvement des repères de la cote 535,5 entre juin 1956 et octobre 1957 doit être attribué au soulèvement du sol consécutif à la baisse du plan d'eau de la retenue.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

— Les déplacements restent élevés sur les rives, bien que la hauteur de la pierraille y soit moins grande, parce que le schiste n'a pas été mis à découvert comme dans le fond du thalweg et que la pierraille repose sur une couche épaisse de schiste altéré.

— Il est seulement possible d'exploiter les déplacements des repères des profils centraux, puisque dans cette zone seule les déplacements du sol sont assez bien connus.

On a adopté la règle de la répartition en cône de 30° (répartition uniforme sur la base du triangle de demi-angle au sommet 30°). Pour l'étude des effets de la montée de l'eau de 522 à 532, les courbes d'égale pression sur des plans parallèles au parement amont sont données sur la figure 6.

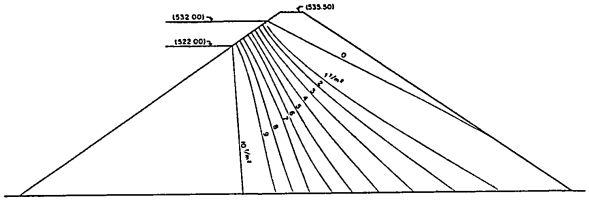


Fig. 6.

Efforts dus à la montée de l'eau de la cote 522 à la cote 532.
Stresses due to the rising of the water from elevation 522 to elevation 532.

Courbes d'égale pression sur des plans parallèles au parement amont.
Equal pressure curves on parallel levels of the upstream facing.

Aux déplacements des repères de cote 535,5, entre octobre 1957 et juin 1954, c'est-à-dire pour une montée de l'eau de 522 à 532, correspondent un coefficient de déformabilité moyen de 650 kg/cm² pour le profil 5, et un coefficient de 550 kg/cm² pour le profil 7. On a tenu compte d'un déplacement du sol normal au parement amont de 7 mm.

Aux déplacements des repères amont de cote 520, pour la même montée de l'eau, correspondent un coefficient de déformabilité moyen de 3 000 kg/cm² pour le profil 5 et de 2 500 kg/cm² pour le profil 7. On a tenu compte d'un déplacement du sol normal au parement amont de 9 mm.

L'étude des déplacements des repères amont de cote 500, entre octobre 1953 et décembre 1957, c'est-à-dire consécutifs à l'achèvement de la digue et à la montée de l'eau de la cote 480 à la cote 532, amène aux conclusions suivantes.

Avec la loi de répartition en cône de 30°, les repères ne sont pas influencés par l'achèvement de la digue; par ailleurs, pour une retenue

à la cote 480, les charges sur une perpendiculaire au parement amont à la cote 500 sont sensiblement nulles.

Les charges sur une perpendiculaire au parement amont à la cote 500 correspondant à une retenue à la cote 532 sont les mêmes, qu'on adopte une répartition en cône ou une répartition en colonne, c'est-à-dire qu'elles sont constantes et égales à 3,2 kg/cm².

Pour le profil P 5, en admettant que le déplacement vertical mesuré est la projection d'un déplacement normal au parement évalué ainsi

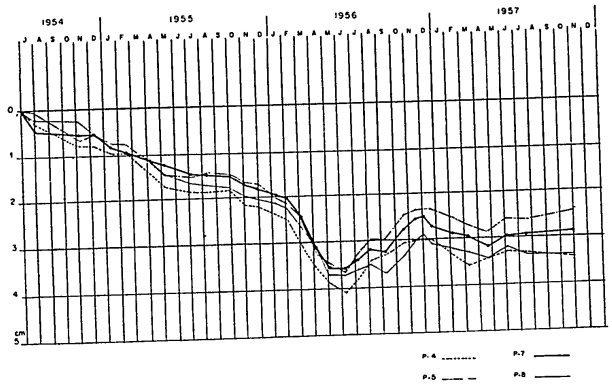


Fig. 7.

Déplacements verticaux de repères situés sur la crête aux profils P 4, P 5, P 7 et P 8.

Vertical displacements of the bench marks situated on the sections P 4, P 5, P 7 *and* P 8.

à 109 mm, et en déduisant de ce dernier déplacement un déplacement du schiste de 35 mm, on trouve pour le coefficient de déformabilité moyen d'une colonne de 50 m de hauteur sous un effort de 3,2 kg/cm², une valeur de 2 200 kg/cm².

Au profil P 3 on trouve une valeur de cet ordre en attribuant au sol un déplacement de 10 cm qui est vraisemblable.

On voit ainsi que les déplacements des repères amont des cotes 520 et 500 peuvent être interprétés en attribuant à la pierraille des coefficients de déformabilité égaux ou supérieurs à ceux indiqués dans le précédent rapport.

En revanche, les déplacements des repères de la cote 535,5 témoignent

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

que la digue est plus déformable dans sa partie aval; ce fait est confirmé par les déplacements élevés des repères du parement aval.

Cette plus grande déformabilité peut être attribuée : au fait que la digue a été moins soigneusement compactée dans cette région; au fait qu'au voisinage du parement aval le matériau, travaillant sans étreinte, peut se déformer plastiquement sous de faibles charges.

— Par ailleurs, les observations fréquentes des déplacements verticaux de repères situés sur la crête de la digue ont permis de mettre en évidence l'influence de variations du niveau du plan d'eau après la mise en eau complète à la cote 532.

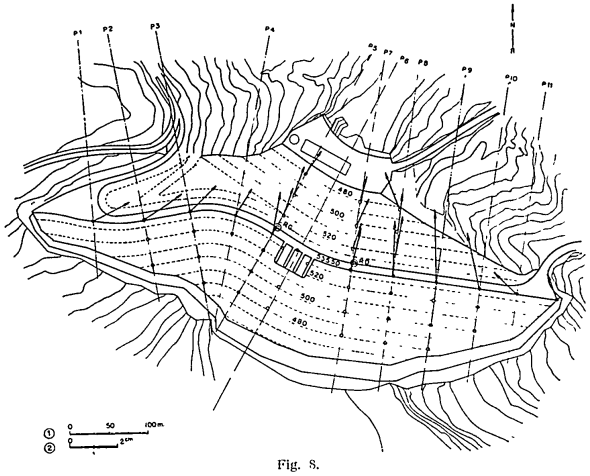


Fig. 8.

Implantation des principaux repères situés sur la digue.

Location of the main bench marks situated on the dam.

Les flèches indiquent les déplacements horizontaux des repères entre juin 1954 et juin 1956.

The arrows indicate the horizontal displacements between June 1954 and June 1956.

P 1, P 2, ... : Profils mesurés = *Measured sections.*
RG : Puits de mesure rive gauche = *Measuring shaft left bank*
RD : Puits de mesure rive droite = *Measuring shaft right bank.*
(1) Échelle pour la digue = *Scale for the dam*
(2) Échelle des déplacements : *Scale of the displacements.*

La figure 7 donne, en fonction du temps pour les profils centraux, les déplacements verticaux mesurés par rapport à un repère fixe.

Il apparaît très nettement que la crête suit les déplacements du plan d'eau avec, semble-t-il, un léger retard. Ceci doit être attribué aux déplacements verticaux du sol qui s'enfonce ou se soulève en s'adaptant lentement aux charges appliquées.

b. Déplacements horizontaux.

On a porté sur la figure 8 donnant les repères situés sur la digue, des flèches indiquant les déplacements horizontaux des repères entre juin 1954 et juin 1956.

Au déplacement général vers l'aval, se superpose un déplacement vers le thalweg des repères situés sur les ailes du barrage. Il semble que ces parties de la digue situées sur les rives aient glissé vers le lit de l'oued. Le phénomène est nettement plus accentué sur la rive gauche.

Dans le tableau suivant on donne les déplacements des repères situés à la cote 535,5 (crête du barrage) dans chacun des profils de mesures. On a distingué le déplacement vertical et le déplacement horizontal projeté sur le plan vertical du profil considéré.

Profil considéré	Déplacement vertical	Déplacement horizontal	K.	Pente du masque au profil considéré.
P 1	— 3	8	0,4	1,7
P 2	— 17	9	1,9	1,7
P 3.	— 11	10	1,1	1,7
P 4 .	— 17	13	1,8	1,65
P 5. .	— 31	17	1,8	1,6
P 7.	— 35	19	1,8	1,6
P 8	— 35	24	1,5	1,6
P 9	— 40	31	1,3	1,6
P 10	— 31	24	1,3	1,6
P 11. .	— 8	8	1	1,6

En comparant le rapport K des deux déplacements (vertical et horizontal) à la pente du masque, on constate que le déplacement est voisin de la normale au parement amont pour les profils 5, 7, 8, 9 et 10, un peu au-dessous de la normale pour les profils 5 et 7, un peu au-dessus pour les profils 8, 9 et 10.

2.4. Déplacements des repères situés dans les puits.

Les déplacements horizontaux des repères situés dans les puits sont reportés sur la figure 9. Les déplacements dans un plan vertical normal au parement amont relatifs au puits rive droite sont reportés sur la figure 10.

Les éléments du puits rive droite se sont déplacés sensiblement dans la direction amont-aval. Les éléments du puits rive gauche, situés à

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

proximité de la rive gauche ont été influencés par le mouvement général de l'aile de la digue vers le thalweg et se sont déplacés vers l'aval et vers la rive droite.

Dans un plan vertical normal au parement amont les déplacements des éléments du puits rive droite forment un ensemble assez cohérent avec les déplacements des repères des parements.

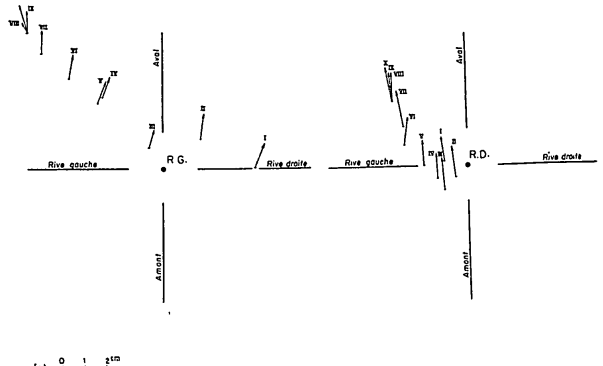


Fig. 9.

Déplacements horizontaux des repères situés dans les puits entre juin 1954 et juin 1956.

Horizontal displacements of the beach marks situated in the shafts between June 1954 and June 1956.

RG : Puits rive gauche = *Left bank shaft.*
RD : Puits rive droite = *Right bank shaft.*
Amont = *Upstream* Aval = *Downstream*
(1) Échelle des déplacements = *Scale of the displacements.*

Les déplacements des éléments du puits rive gauche influencé vraisemblablement par le voisinage du bloc central ne présentent pas la même continuité et semblent devoir moins bien renseigner sur les déformations dans l'axe de la digue loin des ouvrages rigides.

En considérant les projections des déplacements des éléments du puits rive droite sur la normale au parement, on a déterminé les raccourcissements relatifs $\frac{\Delta l}{l}$ de colonnes normales au parement allant de l'élément considéré au sol. On a admis que le sol se déplaçait de 13 mm, normalement au parement amont.

Pour évaluer le coefficient de déformabilité moyen de chacune de ces colonnes, on a adopté l'hypothèse de répartition des charges donnée par la figure 6.

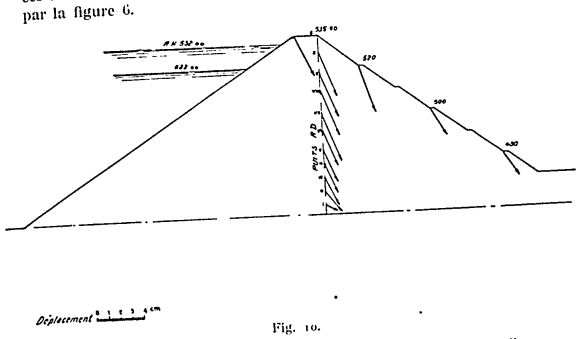


Fig. 10.

Projection sur le profil P 7 des déplacements des repères situés sur la digue et dans le puits rive droite.

Projection on the section P 7 of the displacements of the bench marks situated on the dam and in the right bank shaft.

Déplacement = *Displacement.*

Déplacements comptés normalement au parement (déduction faite du déplacement du sol), $\frac{\Delta l}{l}$ et coefficients de déformabilité des divers repères sont donnés dans le tableau suivant :

Repères	Déplacements (mm).	$\frac{\Delta l}{l}$.	E (kg cm^{-2}).
I	6	8.10^{-3}	600
III	14	8	710
IV	14	6	910
V	17	5	910
VI	18	5	910
VII	30	6	580
VIII	26	4	640
IX	23	4	500
X	28	3	150

Dans l'hypothèse adoptée pour la répartition des charges, les coefficients de déformabilité moyens des colonnes extrêmes sont nettement plus petits que ceux des colonnes moyennes.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Ces résultats sont en accord avec ceux donnés plus haut et peuvent s'expliquer ainsi :

— La déformabilité des colonnes des éléments inférieurs est explicable par le fait que dans cette zone la pierraille est soumise à des efforts supérieurs à la pression équivalente au compactage.

— La déformabilité des colonnes des éléments supérieurs est explicable par le fait qu'il s'agit de la zone aval de la digue.

2.5. Mesures de déformation du masque a son raccordement avec le bloc des évacuateurs.

Il semblait à l'origine que réaliser un raccordement étanche entre le bloc rigide des évacuateurs et le masque posé sur un massif de pierraille compressible constituait un des problèmes les plus délicats de l'ouvrage.

Grâce au bon compactage réalisé la solution est devenue très facile.

On a toutefois réalisé par prudence un dispositif permettant des déplacements relatifs d'une vingtaine de centimètres du masque par rapport au seuil.

Le dispositif consiste en un ensemble de dalles de béton armé susceptibles de tourner dans une charnière aménagée dans le bloc des évacuateurs et recouvertes d'une feuille de caoutchouc.

Ainsi que le laissait prévoir la grande efficacité du compactage, les déplacements relatifs correspondant à la montée de l'eau de la cote 522 à la cote 532 (cote maxima) ont été remarquablement faibles.

On a observé, à droite et à gauche du bloc des évacuateurs, un enfoncement du masque par rapport au bloc d'environ 1 cm et devant le bloc des évacuateurs un soulèvement du masque par rapport au bloc d'environ 2 cm. Enfoncements et soulèvements sont comptés normalement au plan du masque. Il faut sans doute voir l'origine du léger soulèvement dans l'étreinte de la pierraille entre la poussée exercée par le masque et celle exercée par le bloc des évacuateurs.

Par ailleurs, face au bloc des évacuateurs, le masque s'est légèrement déplacé dans son plan en s'écartant du bloc des évacuateurs d'environ 1 cm.

Tous ces déplacements relatifs sont très faibles; ainsi qu'il est indiqué dans le rapport remis au précédent Congrès, l'accrochage du voile armé dans le bloc central aurait été parfaitement satisfaisant.

2.6. Conclusions.

Les mesures effectuées après la mise en eau complète indiquent que la digue d'Iril Emda est peu déformable : les déplacements sont de l'ordre de quelques centimètres.

Aux déplacements des repères du masque de cote 520 et 500 correspondent des coefficients de déformabilité de plus de 2 000 kg/cm².

Les nouvelles mesures confirment ce fait, indiqué dans le rapport remis au précédent congrès, que le coefficient de déformabilité de la

pierraille est plus faible à la base de la digue où il est d'environ 600 kg/cm².

Ces différentes valeurs s'expliquent en considérant que le coefficient de déformabilité d'un matériau compacté reste élevé tant que les charges appliquées ne placent pas le matériau dans des conditions plus sevères que le compactage et que le coefficient décroît ensuite pour des valeurs plus importantes des charges appliquées.

Les déplacements sont très faibles à Iril Emda parce que, sauf dans les parties basses de la digue, c'est lors du compactage que le matériau a subi les conditions les plus sévères.

Par ailleurs, les nouvelles mesures ont mis en évidence que la digue est plus déformable dans sa partie aval que dans sa partie amont.

Cette déformabilité à l'aval est due, soit au fait que le matériau y a été moins bien compacté, soit au fait qu'au voisinage du parement aval le matériau n'est pas fretté et sort pour de très faibles charges du domaine limité par sa courbe intrinsèque.

Les mesures montrent qu'il est possible de réaliser une digue en pierrailles qui se déforme très peu, en particulier à l'amont. Assurer l'étanchéité de tels barrages par un masque amont est donc une solution simple et économique. Il est même possible de raccorder sans difficulté le masque amont à des ouvrages rigides.

RÉSUMÉ.

Le barrage d'Iril Emda, fonde sur des marnes schisteuses, est une digue en pierraille compactee de 80 m de hauteur maximum dont l'étanchéité est assuree par un masque amont souple.

L'évacuateur de crues est un ouvrage en béton enveloppé par la pierraille de la digue.

Le présent rapport reprend, compte tenu des observations après mise en eau complète, l'examen des deformations de la digue et du sol donné dans un précédent rapport.

En ce qui concerne le sol, les ouvrages en béton ont permis de mesurer avec précision les déplacements de repères situés sous la digue. On a pu constater qu'au cours de la mise en eau complète les parties basses de la vallée se sont tassees et que les parties hautes des rives se sont soulevées.

Aux baisses du plan d'eau correspondent des retours élastiques du terrain.

Les fortes courbures du sol sous la digue indiquent que les couches superficielles du sol sont plus déformables que les couches profondes.

Les déformations suivent les efforts appliqués avec un certain décalage dans le temps.

Entre le début des travaux et la mise en eau complète, le tassement du sol dans le fond du thalweg sous la crête de la digue est d'environ 9 cm.

En ce qui concerne la digue, le fait essentiel est que les déformations mesurées sont très faibles pour un ouvrage souple de cette hauteur;

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Ces résultats sont en accord avec ceux donnés plus haut et peuvent s'expliquer ainsi :

— La déformabilité des colonnes des éléments inférieurs est explicable par le fait que dans cette zone la pierraille est soumise à des efforts supérieurs à la pression équivalente au compactage.

— La déformabilité des colonnes des éléments supérieurs est explicable par le fait qu'il s'agit de la zone aval de la digue.

2.5. Mesures de déformation du masque a son raccordement avec le bloc des évacuateurs.

Il semblait à l'origine que réaliser un raccordement étanche entre le bloc rigide des évacuateurs et le masque posé sur un massif de pierraille compressible constituait un des problèmes les plus délicats de l'ouvrage.

Grâce au bon compactage réalisé la solution est devenue très facile.

On a toutefois réalisé par prudence un dispositif permettant des déplacements relatifs d'une vingtaine de centimètres du masque par rapport au seuil.

Le dispositif consiste en un ensemble de dalles de béton armé susceptibles de tourner dans une charnière aménagée dans le bloc des évacuateurs et recouvertes d'une feuille de caoutchouc.

Ainsi que le laissait prévoir la grande efficacité du compactage, les déplacements relatifs correspondant à la montée de l'eau de la cote 522 à la cote 532 (cote maxima) ont été remarquablement faibles.

On a observé, à droite et à gauche du bloc des évacuateurs, un enfoncement du masque par rapport au bloc d'environ 1 cm et devant le bloc des évacuateurs un soulèvement du masque par rapport au bloc d'environ 2 cm. Enfoncements et soulèvements sont comptés normalement au plan du masque. Il faut sans doute voir l'origine du léger soulèvement dans l'étreinte de la pierraille entre la poussée exercée par le masque et celle exercée par le bloc des évacuateurs.

Par ailleurs, face au bloc des évacuateurs, le masque s'est légèrement déplacé dans son plan en s'écartant du bloc des évacuateurs d'environ 1 cm.

Tous ces déplacements relatifs sont très faibles; ainsi qu'il est indiqué dans le rapport remis au précédent Congrès, l'accrochage du voile armé dans le bloc central aurait été parfaitement satisfaisant.

2.6. Conclusions.

Les mesures effectuées après la mise en eau complète indiquent que la digue d'Iril Emda est peu déformable : les déplacements sont de l'ordre de quelques centimètres.

Aux déplacements des repères du masque de cote 520 et 500 correspondent des coefficients de déformabilité de plus de 2 000 kg/cm².

Les nouvelles mesures confirment ce fait, indiqué dans le rapport remis au précédent congrès, que le coefficient de déformabilité de la

pierraille est plus faible à la base de la digue où il est d'environ 600 kg/cm².

Ces différentes valeurs s'expliquent en considérant que le coefficient de déformabilité d'un matériau compacté reste élevé tant que les charges appliquées ne placent pas le matériau dans des conditions plus sévères que le compactage et que le coefficient décroît ensuite pour des valeurs plus importantes des charges appliquées.

Les déplacements sont très faibles à Iril Emda parce que, sauf dans les parties basses de la digue, c'est lors du compactage que le matériau a subi les conditions les plus sévères.

Par ailleurs, les nouvelles mesures ont mis en évidence que la digue est plus déformable dans sa partie aval que dans sa partie amont.

Cette déformabilité à l'aval est due, soit au fait que le matériau y a été moins bien compacté, soit au fait qu'au voisinage du parement aval le matériau n'est pas fretté et sort pour de très faibles charges du domaine limité par sa courbe intrinsèque.

Les mesures montrent qu'il est possible de réaliser une digue en pierrailles qui se déforme très peu, en particulier à l'amont. Assurer l'étanchéité de tels barrages par un masque amont est donc une solution simple et économique. Il est même possible de raccorder sans difficulté le masque amont à des ouvrages rigides.

RÉSUMÉ.

Le barrage d'Iril Emda, fondé sur des marnes schisteuses, est une digue en pierraille compactée de 80 m de hauteur maximum dont l'étanchéité est assurée par un masque amont souple.

L'évacuateur de crues est un ouvrage en béton enveloppé par la pierraille de la digue.

Le présent rapport reprend, compte tenu des observations après mise en eau complète, l'examen des déformations de la digue et du sol donné dans un précédent rapport.

En ce qui concerne le sol, les ouvrages en béton ont permis de mesurer avec précision les déplacements de repères situés sous la digue. On a pu constater qu'au cours de la mise en eau complète les parties basses de la vallée se sont tassées et que les parties hautes des rives se sont soulevées.

Aux baisses du plan d'eau correspondent des retours élastiques du terrain.

Les fortes courbures du sol sous la digue indiquent que les couches superficielles du sol sont plus déformables que les couches profondes.

Les déformations suivent les efforts appliqués avec un certain décalage dans le temps.

Entre le début des travaux et la mise en eau complète, le tassement du sol dans le fond du thalweg sous la crête de la digue est d'environ 9 cm.

En ce qui concerne la digue, le fait essentiel est que les déformations mesurées sont très faibles pour un ouvrage souple de cette hauteur;

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

elles sont de quelques centimètres. Les déplacements des repères situés sur les parements et dans les puits montrent que les zones les plus déformables sont la partie aval de la digue et sa base.

Un fait qui traduit bien la faible déformabilité d'ensemble de la digue, est qu'au raccordement du masque avec le bloc des évacuateurs, les déplacements relatifs de ce bloc rigide et du masque, posé sur un massif de pierraille de 60 à 80 m de hauteur, sont de 1 à 2 cm seulement.

On a pu mesurer sous 25 m d'eau les enfoncements des repères situés à mi-hauteur du masque, après la mise en eau complète. Dans cette zone où les masques amont des barrages souples présentent en général un creux important, les déplacements verticaux totaux (tassement du sol compris) restent sur la digue d'Iril Emda inférieurs à 10 cm.

A ces déplacements correspond un coefficient de déformabilité de la pierraille de plus de 2 000 kg/cm².

SUMMARY.

The Iril Emda dam constructed on schisteous marls is a compacted rock-fill (coarse gravel) dike 80 m maximum height, of which the impermeability is assured by a supple watertight facing upstream.

The spillway is a concrete structure enveloped by the rock-fill of the dike.

The present report resumes, taking account of observations after complete filling of the reservoir the examination of the deformations of the dike and the soil, given in a preceding report.

Concerning the soil, the concrete structures allowed to measure with precision the displacements of the bench marks situated under the dike. One noticed during the complete filling up that the low regions of the valley settled and that the high regions of the banks rose.

The elastic returns of the ground correspond to the decreases in the water-level.

The pronounced curvatures of the soil under the dike indicate that the surface layers of the ground are subject to deformation more than the deep ones.

The deformations follow the applied stresses with a certain retardation.

Between the start of construction and complete filling, the settlement of the soil in the thalweg bottom under the dike crown is approximately 9 cm.

Concerning the dike, the essential fact is that the measured deformations are very small for a supple structure of this height; they are several centimeters. The bench mark displacements on the faces and in the shafts indicate that the zones the most deformable are the downstream parts of the dike and its base.

An element which indicates clearly the small deformability of the dike as a whole is that, at the joint of the facing with the spillway block, the relative displacements of the rigid block and of the facing, located on a rock fill of 60 to 80 m high, are from only one to two centimeters.

One was able to measure under 25 m of water the settling of the bench marks situated halfway up the facing, after complete filling. In this zone where the upstream facings of supple dams present in general a large depression, the total vertical displacements (soil settlement included) remain inferior to 10 cm for the Iril Emda dike.

These displacements correspond to a coefficient of deformability of the rock-fill of more than 2 000 kg/cm².

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 126

QUESTION N° 20

SPENCER W. STEWART
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

EXPERIENCE OF THE AMBURSEN ENGINEERING CORPORATION IN RAISING THE HEIGHT OF DAMS (*).

SPENCER W. STEWART,
Ambursen Engineering Corporation New York, N. Y. (U. S. A.)

INTRODUCTION.

Nearly all dams have been constructed to fixed heights, which were assumed to be final and sufficient to provide for all future storage and water-power requirements. However, experiences with many of these dams in service have shown that both greater storage and higher head than were originally anticipated are often subsequently required. These experiences justify the raising of numerous existing dams and the design of many future dams to provide for later increases in height where the topography permits and the drainage area can supply a larger amount of water for storage.

In a given case, it might not be economically feasible to construct an important dam initially to the maximum possible height in order to provide for emergency conditions or for the needs of a distant future, because it would impose a serious financial burden on the owner or

(*) *L'expérience de la Ambursen Engineering Corporation dans la surélévation des barrages.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

taxpayer. It is possible, however, to make a farsighted and economical provision for all future storage requirements by constructing a dam to a height sufficient for present or short-term needs, according to a design that will be adequate to accommodate future additions.

The discomfort and tremendous economic losses caused by the recent failure of many municipal and industrial water supplies have emphasized the need of providing greater storage reserves than heretofore were considered essential. If these unpleasant and expensive experiences are to be avoided in the future, water supplies must be adequately planned to meet such severe drought conditions as recently obtained, as well as to provide for the normal growth in demand.

Practical, safe and economical methods exist and have been frequently used successfully for increasing the height of dams of the arch, Ambursen, gravity, rockfill and earthfill types, sometimes having been planned for when initially built and sometimes having been more or less improvised to meet increasing water demands long after the initial structure was built without such provisions. However, it is considered doubtful that any existing U. S. dam of the multiple arch type, or any of the so-called gravity buttress types built abroad will ever be raised, or that such provisions can profitably be incorporated very often in the initial designs, for practical and technical considerations.

INCREASING THE HEIGHT OF EXISTING DAMS.

Speaking generally, most of the existing Ambursen, arch and gravity type masonry dams can be adapted or reconstructed to provide some substantial measure of increased pondage, without significant reduction of their safety factors, even though they were not originally designed for an increase in height. The three methods most commonly used for this purpose are : adding flashboards or stop logs to the spillway crest; adding crest gates, preferably automatic in operation; or adding to the initial construction a concrete structure that will both reinforce the existing dam and carry the additional water load. The use of flashboards is the most usual and cheapest way of obtaining a very limited increase in reservoir capacity.

The installation of crest gates in most cases simply utilizes for permanent storage and head all or part of the available freeboard between the present level of the spillway crest and the maximum flood level for which the structure was designed and for which the rights to flood the lands were procured. Hence, this increase is usually of greater proportion on a low dam than on a high one, but is almost always of great economy and immediate availability. After the completion of the initial structure, automatic crest gates permitting free spillway discharge at times of high water may be economically installed at any time when the power load or the domestic water demand requires it, whether they were originally contemplated or not, and these gates can be regulated so as to maintain automatically a very close control

over the pond level and avoid flooding of adjacent tracts. Where more height is indicated than given by the original freeboard, it becomes merely a matter of the acquiring of additional land, but this may greatly affect the economics of raising the height of a dam. As to the third method, the following alternate arrangements have been used to increase the initial height of gravity dams :

1. Joining to the downstream face an additional gravity section, which is (*a*) independently stable, (*b*) properly drained so that water pressure cannot exert an overturning force along the joint, and (*c*) properly bonded and keyed to the initial construction.

2. Extending buttresses from the downstream face of the gravity dam that are designed both to reinforce the original mass-concrete construction and to carry the additional load from the extension.

3. Building all parts of the initial structure to the full horizontal dimensions required for the completed structure.

The third method may be combined with the first or second as conditions at the site dictate. Further, an existing gravity dam may be increased in height and greatly strengthened by the construction of a buttress-type dam as an upstream or a downstream extension of the original structure, as was done for the water-supply dam for Danville, Ky., and as planned for the Boyds Corners and Schoharie dams for the City of New York.

All three of the methods described are applicable also to buttress type dams, although the second is now in more common use. However, the additional height is frequently provided for by extending the original buttresses downstream and by adding the conventional flat-slab water-bearing deck to whatever new crest height may be indicated. Specific examples of such height increase provisions in Ambursen type dams actually constructed or now being built, and the approximate increases in reservoir capacities created thereby, are given in Table 1.

Examples of provisions for increasing the height of dams of the arch type have been relatively frequent, and as such types of structures generally are of very considerable height the use of flashboards seldom will give the desired results, and the narrow crest of the arch dam is not readily adaptable to the installation of crest gates of any significant height unless arrangements to accommodate them have been made during the initial construction. The following methods have been used successfully :

1. Building all parts of the initial structure to the full horizontal dimensions required for the completed structure. This method has been used for a first increase in height beyond the limits of the initial construction, and also for a third such increase later on.

2. Joining to the downstream face and extending across the initial crest an additional arch section, independently stable, properly drained or sealed against water pressure, and properly bonded and keyed to the initial structure, which additional section is carried to the desired height above the limits of the initial construction.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

TABLE 1.

Reservoir capacities increased by crest regulation.

Capacités de réservoir augmentées par l'équipement de la crête.

Dam.	Location.	Principal purpose.	Height (ft.) original.	Height (ft.) final.	Approximate increased reservoir capacity (%).	Type of extension.	
Concrete gravity weirs :						Automatic crest gates	
Patillas	Puerto Rico	Irrigation	6	11	200	»	
Elizabeth	New Jersey	Water supply	11	16	300		
Ambursen type dams :							
Danville	Kentucky	Water supply	14	18	80	Ambursen extension	—
Benbow	California	Power	21	30	300	Automatic stop logs	+
Monroe	North Carolina	Water supply	27	31	31	Flashboards	
Utica	New York	» »	30	50	70	Ambursen extension	—
Boysen	Wyoming	Power	35	50	180	» »	
Wesley E. Seale	Texas	Water supply	36	46	66	Automatic crest gates	
Ardmore	Oklahoma	» »	41	51	25	Tainter gates	
Spartanburg	South Carolina	» »	50	55	35	» »	
Mt. Union	Pennsylvania	» »	50	61	63	Ambursen extension	
Oklahoma City	Oklahoma	» »	52	67	55	Tainter gates	
Coamo	Puerto Rico	Irrigation	53	58	30	Automatic crest gates	
Bristol	New Hampshire	Power	68	92	75	Ambursen extension	
Marfa	Texas	Irrigation	68	104	260	» »	
Mathis	Georgia	Power	88	91	35	Automatic crest gates	
Guayabal	Puerto Rico	Irrigation	120	136	80	» »	
Jordan River	British Columbia	Power	146	132	20	Stop logs	
Cadillal	Argentina	Irrigation	196	256	80	Ambursen extension	
Escaba	Argentina	»	235	250	42	» »	
Rodriguez	Mexico	»	240	265	30	Tainter gates	

3. In the raising of the Sweetwater dam in California the initial arch structure was, in effect, embedded in a new gravity section dam carried 20 ft. higher than the crest of the old arch section.

The ownership of the land to be flooded may become a critical cost factor in raising a dam. The practice of some agencies of the United States Government is to purchase land outright, up to the normal spillway level, and take an easement for occasional flooding of additional lands up to the maximum pond level, whereas in the case of most municipal and industrial dams the owner generally buys outright all land that is likely to be submerged at times of flood. However, few if any Federal dams will ever be increased in height because complete financing for the final desired scope of a project under Congressional approval is generally at least in sight, if not actually on hand, and the complete extent of the development is determined when the project is authorized. In after years right-of-way or land costs may be found to make the raising of a dam prohibitively costly, although the actual construction cost may not be great. This is particularly true in the semi-arid Southwest where land close to lakes, and particularly actual water frontages, are considered to be of very great value, to an extent which residents in regions of better distributed rainfall do not always comprehend. In the specific case of the San Jacinto River dam for the City of Houston, Texas, where the necessary 13 000 acres of land were purchased for an average cost of about $ 20 per acre prior to the completion of the dam in 1954, the portions of non-flooded parcels adjoining the reservoir, and even somewhat separated from the actual lake front, are today selling at $ 5 000 to $ 6 000 per acre for building and recreation development. There are many such cases.

In certain parts of the United States high increases in the value of land surrounding a reservoir should be anticipated and taken into consideration when planning the development. Usually it is a matter of merely the difference between the cost of an easement for occasional flooding and the cost of the outright purchasing of the lands that may be flooded plus adjoining areas that should be policed and controlled by the project owner. Of course by the use of automatic crest gates all of the land up to maximum pond level is always covered by water as long as there is enough inflow to keep the reservoir filled, as the gates automatically lower with surplus inflow thus keeping the pond level within a few inches of the designed lake level, no matter how large a flood occurs provided it is within the scope of the design. The same argument applies to the use of flashboards and Tainter gates assuming attendants are available to open them when a flood rise occurs.

DESIGNING METHODS.

In designing extensions to both Ambursen and gravity types of dams modern methods of stress analysis aid materially in determining

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the correct outlines for the inclined downstream columns or buttresses. By these methods of analysis the joints between the various extensions may be located along planes giving minimum interference with the monolithic character of the structure as a whole.

The directions or trajectories of principal stress, as so determined for both a gravity and a buttress-type dam, are shown by figures 1 and 2. The directions of first principal stress for both structures follow well-defined curved trajectories normal to the upstream face of the structure and asymptotic to the downstream face. The trajectories of the second

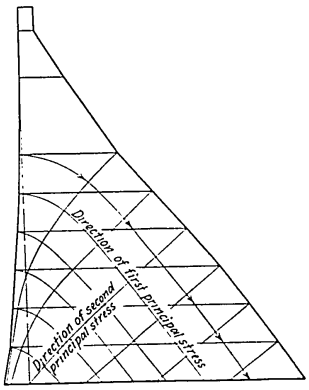


Fig. 1.

Trajectories of principal stresses in gravity dam.

Trajectoires des contraintes principales dans un barrage poids.

principal stress are at all points normal to those for the first principal stress. As these trajectories are determined from a definite mathematical procedure, it is evident that a masonry dam consists of a series of elementary curved inclined columns, each transmitting a portion of the load from the upstream water-bearing face through the structure to the foundation.

An important property of these trajectories is that they are planes of zero shear under maximum loading, which means there is no tendency for relative movement between the elementary columns when the reservoir is full; a curved joint such as A-A (*fig.* 2) could be cut along

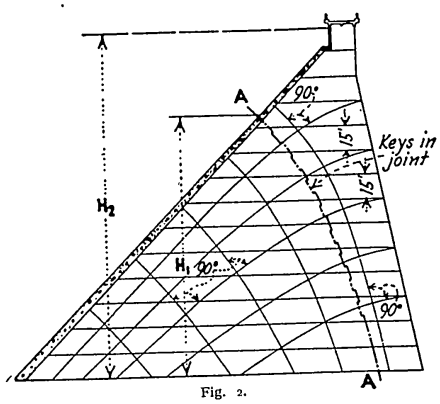


Fig. 2.

Trajectory of principal stresses in buttress dam.

Trajectoires des contraintes principales dans un barrage à contreforts.

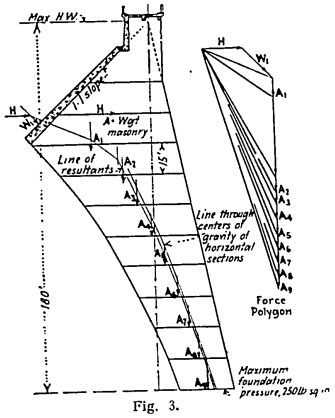


Fig. 3.

Forces determining the stability of a downstream column.

Forces déterminant la stabilité d'une colonne aval.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

any trajectory plan without disturbing the equilibrium of the structure as a whole under full-load conditions.

The foregoing clearly indicates the application of the principal stress analysis to the design for a dam to be raised at some future time. Assume, for example, that H_1 (*fig.* 2) represents the height of the initial construction. The downstream face of this part of the dam would then be constructed along the trajectory plane A-A.

When the dam is extended to height H_2 through the addition of an inclined column downstream of A-A, the stress distribution for full-load conditions will not be greatly changed because of the joint as there will be no tendency for the extension to move along the plane of the joint in relation to the initial construction.

While the principle above emphasized is of prime importance, other tests should be applied. These are : (1) the preparation of independent stability computations for each of the columns defined by the inclined joints; and (2) the investigation of the stresses along the joints under a varying reservoir level.

Figure 3 shows a graphical check of the stability of the column downstream of the joint A-A (*fig.* 2). This analysis, prepared independently of the structure upstream of the joint (second principal stresses neglected), shows that the column is stable and generally tends to bend in an upstream direction. A similar graphical analysis taking into account the distribution of the second principal stresses along the joint would show that the pressure diagrams coincide with those for the entire structure when analyzed as a monolith.

The effect of part loading on the stresses along the joints must now be considered. The trajectories of first principal stress under full-load conditions are not planes of zero shear as the reservoir is drawn down. However, the shearing stresses developed along the joints under part loading are of relatively low intensity, easily provided for by shear keys, as shown by figure 2.

Means for bonding the various units of the dam together are desirable in order to insure the monolithic action of the structure as a whole under all loading conditions. Steel dowels, with grooves and keys between the joints will be found satisfactory.

To summarize the design requirements for dams to be constructed to increased heights (through the addition of inclined columns downstream of the initial construction), the following may be stated : (1) the component columns must be independently stable under maximum loading conditions; (2) the component columns of mass construction must be properly drained to prevent the building up of a heavy overturning pressure; (3) the planes between adjacent columns must be as nearly possible planes of zero shear under full-load conditions and (4) provisions must be made for bonding and keying the columns together in order to insure monolithic action in the completed structure and to transmit shearing stresses across the joints under partial loading conditions.

COMPARISON OF CONSTRUCTION COSTS AND RESERVOIR CAPACITIES.

The best economic results are obtained when the initial construction is properly planned in relation to the completed structure rather than when the reconstruction and height addition is a forced or improvised measure due to unexpected demand or to drought conditions. The great economic saving that may be effected through designing dams

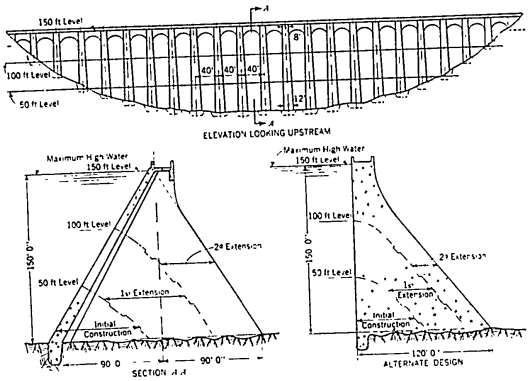


Fig. 4

Method of raising a hypothetical dam.
Either a buttress or gravity type structure.

Méthode de surhaussement d'un barrage hypothétique.
Type à contreforts ou type poids.

to be later raised to meet increased requirements for storage or head may be seen by a study of figure 4. This example shows a design for a hypothetical dam to be used for a power development, to be first constructed to an initial height of 50 ft. sufficient to provide the cheapest possible initial development, and later raised to 100 ft. and then to 150 ft. through the addition of two 50 ft. extensions. Alternate designs and estimates have been prepared for all three heights for both a buttress-type and a gravity dam, for each of which a section is shown in figure 4. The procedure consists of adding a curved, inclined section, analyzed as a series of columns, to the downstream face of the initial construction. These columns are independently stable under full load conditions and

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

are so designed that stress distribution in the completed structure will be only slightly influenced by the presence of the joints between the extensions.

In Table 2 the cost of each 50 ft. extension is expressed as a percentage of the total cost of the completed structure. It is interesting to note that in this example the same percentages of cost apply approximately to both the Ambursen and the gravity types. In contrast to the diminishing cost of each increase in height, will be noted the increasing proportion of reservoir capacity (*fig.* 5) that is gained with each extension.

TABLE 2.

Relation between cost of increasing the height of the dam shown in figure 4 and the resulting reservoir capacity.

Rapport entre le coût de la surélévation du barrage de la figure 4 et la capacité du réservoir en résultant.

	Percentage of	
Height (ft.).	final cost.	final reservoir capacity.
Initial construction, 50 ft....	16	5
First extension, to 100 ft..... ...	44	23
Final extension, to 150 ft.....	40	72
	100	100

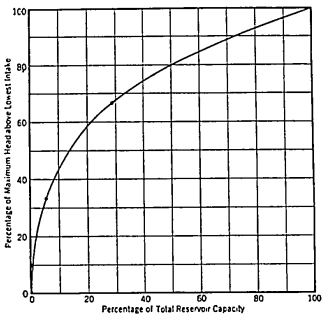


Fig. 5.

Reservoir capacity curve applied to the dam in figure 4 to obtain the values shown in Table 2. Based on average of capacity curves of Stony Gorge, Arrowrock, and Elephant Butte projects of the Bureau of Reclamation.

Courbe de capacité du réservoir appliquée au barrage de la figure 4 pour obtenir les valeurs indiquées au Tableau 2. Basée sur la moyenne des courbes de capacité des projets de Stony Gorge, Arrowrock et Elephant Butte du Bureau of Reclamation.

Cost savings depend largely on the intervals between the construction of each extension. The savings in interest alone on the cost of the deferred first and second extensions, at 6 % per annum compounded, in seven years would total an amount that would entirely pay for the second extension. Accumulated compound interest on the cost of the third extension would pay for it in a further period of 14 years.

DESCRIPTIONS OF DAMS INCREASED IN HEIGHT.

Of the 21 Ambursen projects listed in Table 1, the provisions for increase in height in 8 cases are by means of downstream buttress extensions and heightened decks and buttresses; 6 are examples of the use of automatic crest gates; 4 cases are based upon the use of Tainter gates; and 3 structures were raised by the installation of stoplogs and flashboards. No economic height limit has yet been encountered for the method of raising an Ambursen type dam by downstream buttress extensions, etc., as far as structural designing problems are concerned, the highest such increase so far being 50 ft. While the automatic feature of the counterbalanced crest gate makes it a very attractive installation for water supply or power dams, its economic height seems to be limited to 10 or 12 ft., the proper height limit depending upon the special conditions governing each project. The use of Tainter gates for the height increase of an existing dam is usually considered only for raises that are higher than the economic height of the automatic counterbalanced crest gates, and limit of their vertical dimension usually is governed by the limitations of the spillway reconstruction. Flashboards will always remain the cheapest way of procuring a moderate height increase, but the cost of replacing them after a flood will always be substantial unless they are permanently attached to the crest, as in the case of the Bristol dam, but permanent flashboards operated from cableways such as the Bristol and Shawville projects are probably limited to installations of about 6 ft. in height, and even then may in some cases be displaced economically by automatic counterbalanced flashboards because of the great value of the automatic operation feature, and almost negligible maintenance cost of these gates.

One designing advantage of the automatic counterbalanced flashboard for installation on existing spillway crests, particularly of the broad Ambursen type, is that the setting may be moved upstream a considerable distance so as to improve the stability of the dam itself, as indicated by figure 22. There are several types of automatic crest gates that have had more use abroad than in this country, such as some of the Stauwerke designs and the counterbalanced gate using roller counterweights. Almost any type of automatic counterweighted flashboard can also be designed for manual operation as an alternate, as was the case with the Ambursen dam for the Mathis power project in Georgia where the roller type counterweight was used for about half of the gates, and the others were manually operated. Those

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

types however are generally restricted to rather short gates on a 10 to 12 ft. span, which on many United States streams would be objectionable because of the interference of their piers with the free discharge of rafts of debris and drift at times of flood, which drift accumulations caused the failure of the second Austin dam in Texas many years ago. No economic length limit has yet been established for counterbalanced gates similar to those cited in Table 1. These gates usually span two bays of the Ambursen type dam, the center buttress having no operating pier, and for dams of moderate height on soft foundations the buttress spacing is usually 20 ft., making the clear span of the gate about 36 ft., allowing for 4-ft. thick piers. Where the use of the wide-span massive-buttress type of Ambursen dam is used, such as the Possum Kingdom dam (*fig.* 16) with 40-ft. buttress spacings, normally an automatic crest gate would span only between two buttresses, or a net length of about 36 ft. In the Possum Kingdom case, however, the present gates are of the roof-weir type, spanning 2 40-ft. bays of the spillway. Designs have been made for counterbalanced crest gate installations having clear spans up to 56 ft., being 3 20-ft. or 2 30-ft. spillway bays and no objections have been found to such spacing. However, under present-day conditions on most American streams, and with normal supervision at times of flood, a 36-ft. span will be satisfactory for discharging such drift as now comes down even the most remote rivers.

The previously mentioned three methods of height increase for Ambursen dam, viz : ordinary flashboards, crest gates, or buttress extensions, are all simple and have been amply demonstrated in practice during many years to a point where the technical problems involved in designing a dam for future height increase, need not be repetitiously enlarged upon here, and only a few of those dams listed in Table 1 will be discussed. The description of actually completed construction work is always more interesting and persuasive than the details of a design which, while definitely crystallized, has not yet reached the construction stage. However, the constantly varying and sometimes novel applications of these standardized height increase designs to different requirements and to dam structures having special features or uses, and also the availability of certain cost and capacity data resulting from such studies, would seem to justify describing a few of those projects for the information of others who may encounter similar problems, whether or not the mentioned project has yet reached the construction stage.

Danville Dam in Kentucky.

A deteriorated little stone masonry water works dam for the City of Danville, on the Dix River in Kentucky, was the genesis of all subsequent height increase projects using the Ambursen type dam. In 1904 additional reservoir capacity was required and the flooding rights of the City permitted a 4-foot height increase for the reservoir. The existing 12-foot high stone dam was already without sufficient

inherent stability to be safe, so the buttresses of a higher Ambursen section were constructed against its downstream face extending over upon the top of the existing structure, thus reinforcing the old dam and also carrying the new 4-foot high crest and the downstream spillway apron. In 1925 this type of design was revived for identical purposes for the old 60-foot high Boyds Corners stone masonry dam of the City of New York, which was in leaky and poor condition. In this case, an Ambursen type dam with a rather steep deck was planned to be built against the upstream face of the old dam to waterproof it and prevent further deterioration of the masonry. To aid in restoring its stability, heavy downstream columns were designed as extensions of the upstream buttresses of the new Ambursen section, running across the crest and joining the new upstream deck, so that in effect the old dam would be wholly embedded within a new buttress type dam. The new structure provided for an increase in the dam height from 60 to 76 ft., but as the City obtained additional water from another source the project was abandoned. A third such design was prepared in 1950 for strengthening and stopping leakage under the Schoharie dam of the City of New York, and for raising it with automatic crest gates, as mentioned elsewhere.

Utica Dam, New York State.

In 1906 Ambursen was called upon to design and construct a small dam for the water supply of the City of Utica, to be built upon a strictly sand and clay foundation. The needs of the City at that time could be met by a dam 30 ft. in height, but normal growth and new industries that were expected indicated that future storage requirements would justify an increase of 10 ft. Using an Ambursen floor dam spillway design, the eventual loading on the foundations was reduced to about 1.25 tons/sq. ft. As shown in figure 6, the foundations and initial dam were designed and built to accommodate the final height of this structure, the buttresses being stepped back and a timber spillway apron being used instead of reinforced concrete. Although the added section would be entirely self-stable, tie rods were incorporated in the buttresses so as to bond each buttress structure into a single monolith when finally raised. While this was a very early and somewhat primitive project, little change has been made in the construction features during the 50 years that have since elapsed.

Boysen Dam in Wyoming.

In 1907 a hydroelectric plant in a narrow rock gorge on the Big Horn River near Shoshone, Wyoming, was designed and constructed for a local power company. Physical conditions at the site dictated the installation of the powerhouse within the Ambursen hollow dam, directly beneath the rollway, as has been done in other instances. Economic conditions required that the dam be built initially to the comparatively

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

low height of 40 ft., with provision for raising it to an ultimate height of 65 ft. Buttresses were carried to the final height, to support a bridge. A full apron spillway had to be installed initially to protect

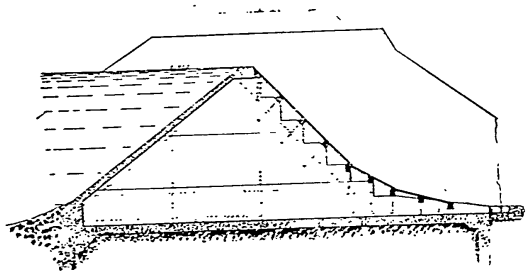


Fig. 6.
Utica Dam.
Barrage d'Utica.

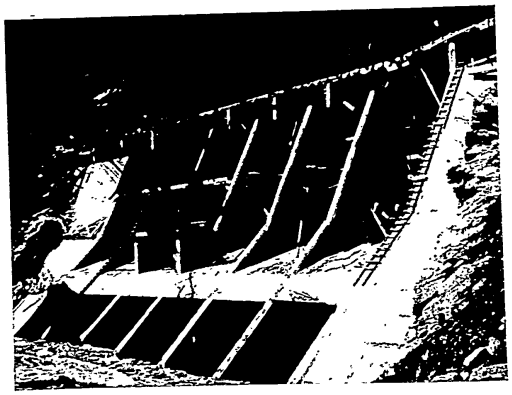


Fig. 7.
Boysen Dam. Showing intakes for submerged powerhouse.
Barrage de Boysen. Vue des prises d'eau pour centrale submergée.

the interior power plant from high floods in the gorge. The height increase was never carried out because of asserted flooding interference with a branch of the C. B. and Q. Railway which passed through the canyon. Figure 7 is a view in the gorge looking downstream and showing the racks for the powerhouse intake through the decks of the dam. It also shows the buttress extensions ready to receive the future deck extensions.

MARFA DAM IN TEXAS.

This dam was designed and constructed by Ambursen in 1911 to create a reservoir for irrigating 10 000 acres of land in the Alamito River valley, the site being located in a comparatively narrow canyon

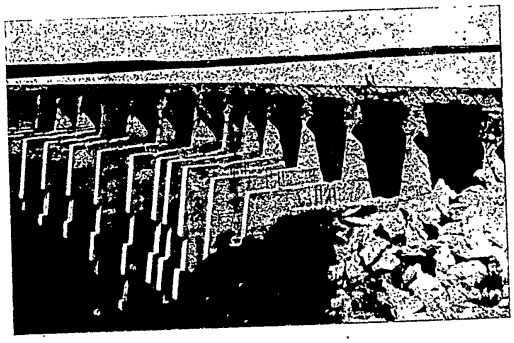


Fig. 8.
Marfa Dam as constructed to initial height.
Barrage de Marfa édifié à sa hauteur primitive.

on good ledge rock. The open bulkhead design was adopted, as a site was available for a side-hill spillway independent of the dam. It was necessary that the client minimize the initial expense so that the outlay would not out-run the income from the sale of lands, for which reason the dam was designed and constructed for an initial height of 68 ft., at which height it inpounded about 1 500 acre-ft. of water. Provision was made in the original design for raising the dam an additional 35 ft. to a total of 103 ft., at which point capacity was 50 000 acre-ft., an example of the very great proportional increase in reservoir capacity accomplished by a future height addition. At that time the old spillway would be closed off and a new side-hill chute spillway con-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

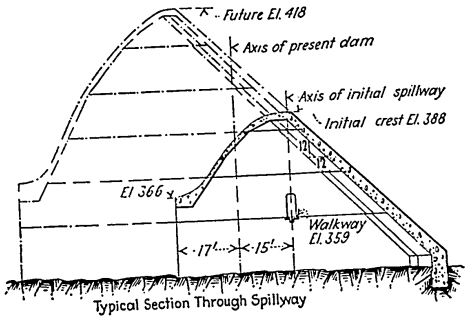


Fig. 9.

Bristol Dam. Spillway Section.

Barrage de Bristol. Coupe du déversoir.

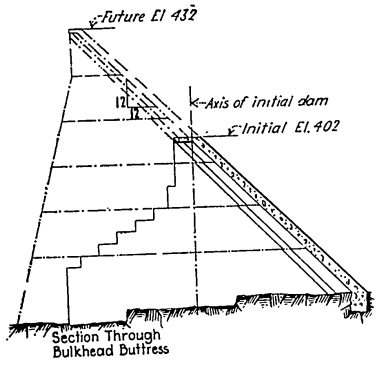


Fig. 10.

Bristol Dam. Bulkhead Section.
Outline of future additions to raise crest as shown dotted.

Barrage de Bristol. Coupe du fronteau.
Tracé des rajouts ultérieurs pour surhaussemen de la crête comme indiqué en pointillé.

structed at a different point. The method of stepped buttresses with tie rods was adopted as shown by figure 8, the added section being entirely self-stable.

Bristol Dam in New Hampshire.

This power dam on the Pemigewasset River near Bristol is an excellent example of an Ambursen type dam originally designed and constructed so as to be increased in height at some future time (*fig.* 9 and 10). This dam was originally designed and built in 1924 to a height of 55 ft., the buttresses and upstream deck being made sufficiently heavy to

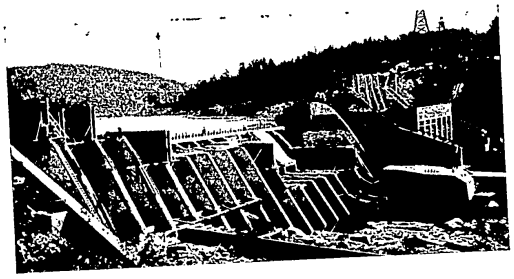


Fig. 11.

Bristol Dam, under reconstruction.

Barrage de Bristol, en voie de reconstruction.

carry a 30-ft. future additional height, which reconstruction work was performed in 1932, including downstream buttress extensions. By the use of floating cofferdams on the upstream face of the dam and the crest, the old concrete crest and all the old spillway aprons were removed, and the buttresses and decks extended upward to the total height of 85 ft. with no interruption to the operation of the power plant (*fig.* 11). In addition, permanent hinged steel flashboards of special design, creating a further additional head of 6 ft. were installed on the new crest. In turn these flashboards themselves are so designed as to carry an extra foot of plank flashboard when desired (*fig.* 12). Two small cableways used during the reconstruction were permanently installed above the crest for raising and lowering these flashboards, one carrying a work car for two operators and the other carrying a fall block and hook for raising or lowering the flashboards. A similar twin-cableway 54-panel flashboard installation, also 6 ft. high, was installed from their own designs by the Pennsylvania Electric Company

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

in 1954 on their Shawville dam on the west branch of the Susquehanna River. These high permanently attached flashboards are quite economical when cableway operated.

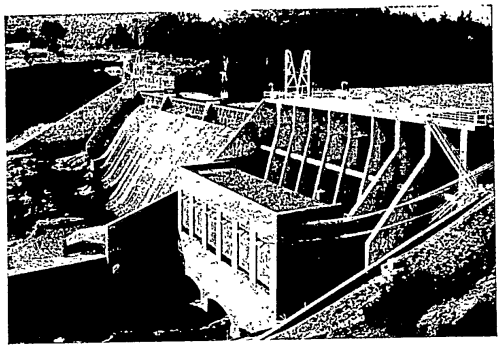


Fig. 12.

Bristol Dam, after completion of reconstruction.

Barrage de Bristol, après achèvement de la reconstruction.

Oklahoma City Dam.

This 52-ft. high water supply dam on the North Canadian River in Oklahoma was completed in 1918 (*fig.* 13). It rests on shale, overlaid by 25 ft. of silt and sand. A sedimentation or detention basin was constructed two miles upstream to reduce and delay silting of the main reservoir. A by-pass canal passes along the side of the reservoir and discharges silt-laden flood waters through a gate structure at one end of the dam. Clear flows are diverted into the downstream part of the reservoir through a gate structure in the downstream end of the embankment which forms a by-pass canal. In 1923 the so-called " 100-year " flood occurred throughout that area of Oklahoma, totally overtopping the entire dam structure but without damage other than tearing off the handrail from the walkway. However, the flood waters cut a 200-ft. wide gap down to shale through a cotton field at the right side of the river. The City decided to utilize this gap for additional spillway capacity and at the same time to raise the height of the dam by 15 ft. It was also found economical to convert the long open bulkhead section of the dam between the by-pass gate house and the original open

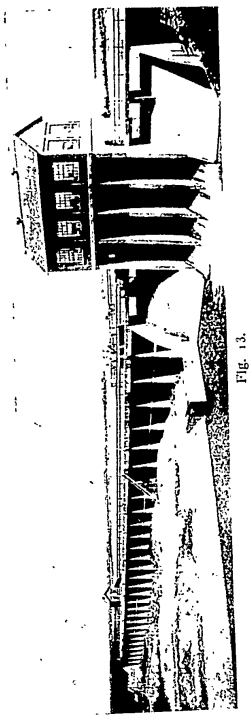


Fig. 13.

Oklahoma City Dam, before reconstruction.

Barrage d'Oklahoma City, avant la reconstruction.

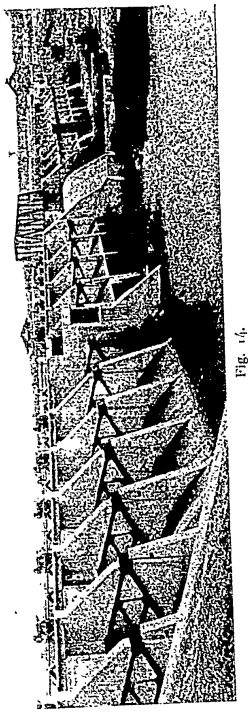


Fig. 14.

Oklahoma City Dam, after reconstruction.

Barrage d'Oklahoma City, après la reconstruction.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

spillway, to a spillway dam by reconstructing it and installing Tainter gates on the crest (*fig.* 14). All gates are equipped with individual stationary hoists, both manually and power operated.

Rodriguez Dam in Mexico.

The Rodriguez dam is on the Tijuana River in Mexico, 8 miles south of the international boundary, and was completed in 1934. It is of the Ambursen type, 240 ft. high and 2 200 ft. long, and contemplates a future height increase of 25 ft. It is a water supply and irrigation development for the Mexican Government, and likewise performed an important function in the relationship of Mexico with the United States in regard to the apportionment of the waters of rivers which rise on either side of the border and form part of the international boundary. Like the Stony Gorge dam of the Bureau of Reclamation in California, the Rodriguez dam was designed and built with special reference to earthquake resistance as it is built in a rather active earthquake zone. The buttresses are tied together in pairs with heavily reinforced concrete diaphragms to form a wide tower type of construction. The highest part of the structure is carried on a concrete foundation arch that spans a 90-ft. wide geological fault filled with clay gouge, quicksand and broken rock, underflow being controlled by a cellular reinforced concrete cut-off wall built from the river bed downward to 300 ft. below the bed of the river without the use of compressed air by special construction methods devised for that project, likewise used on the Bristol dam in New Hampshire. The spillway problem was solved by the construction of a typical side-hill chute spillway on the left bank of the river, discharging a considerable distance downstream from the dam as shown in figure 15. To increase the height of this reservoir when required, a battery of 25-ft. high Tainter gates will be installed on the spillway crest, thus adding approximately 45 % to the present reservoir capacity.

Possum Kingdom Dam in Texas.

Like the Guayabal dam in Puerto Rico, the reconstruction of the crest of the dam and the installation of new gates to raise the pond level 15 ft. will greatly increase the storage capacity as well as providing additional head for the power plant, at a very low cost. No height increase was contemplated at the time the project was designed and built in 1940. As this structure already has ample freeboard to accommodate this spillway height increase; no changes in the bulkhead sections are contemplated. Built on shale foundations on the Brazos River near Mineral Wells, Texas, this Ambursen type dam is 2 740 ft. long and 190 ft. high, being the first of 23 dams which are planned for the eventual complete control and utilization of the waters of the Brazos River and its tributaries for domestic, industrial, irrigation and power uses, derived from a drainage area of about 45 000 square miles. The present installed

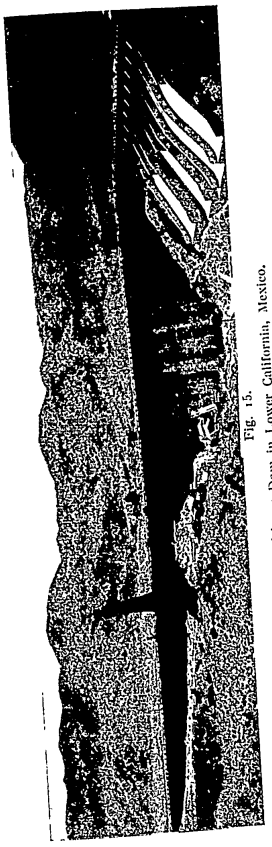


Fig. 15.
Rodriguez Dam in Lower California, Mexico.
Barrage Rodriguez en Basse-Californie, Mexique.

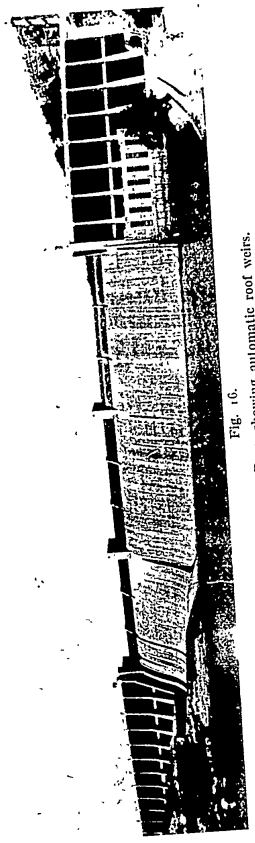


Fig. 16.
Possum Kingdom Dam, showing automatic roof weirs.
Barrage de Possum Kingdom, avec vue des vannes en toit automatiques.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

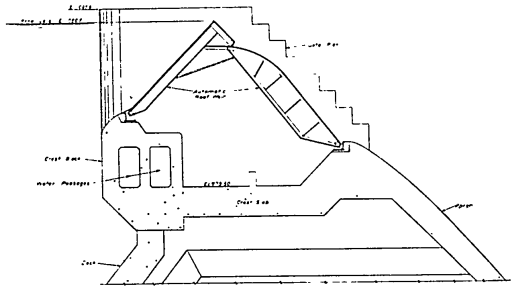


Fig. 17.

Possum Kingdom Dam. Present automatic roof weir gates.

Barrage de Possum Kingdom Vannes automatiques de crête actuelles.

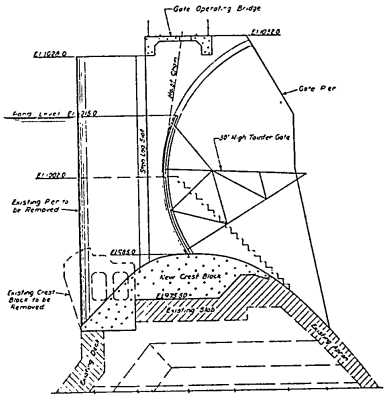


Fig. 18.

Possum Kingdom Dam. Reconstructed crest and Tainter gates.

Barrage de Possum Kingdom. Crête reconstruite et vannes à segment.

capacity is 37 500 Kw in two units, with space for a third; reconstruction plans include an addition to the powerhouse to accommodate a fourth unit. Both new units will be reversible pumpturbines, and the rebuilt structure will form part of a continuous interconnected chain of 6 hydro-electric and water storage plants, all using pumped storage. The spillway now carries nine completely automatic roof-weir crest gates, of a modified bear-trap type, each 74 ft. long and 13 ft. 6 inches high (*fig.* 16 and 17). The new height increase involves the removal of these gates and the reconstruction of the concrete crest so as to accommodate 12 Tainter gates 30 ft. high by 36 ft. long with conventional gate piers and operating bridge (*fig.* 18). The 15-ft. height increase will add 530 000 acre ft. to the present reservoir capacity of 730 000 acre ft. at a reconstruction cost of about $ 3 000 000 excluding cost of power plant changes, and will of course also materially increase the head on the power plant.

Wesley E. Seale Dam in Texas.

The construction of this municipal water supply project is now nearing completion (*fig.* 19). Its initial height is 36 ft. but later to be increased by 10 ft., thus adding 200 000 acre-ft. to its initial 300 000 acre-ft. capacity. The dam consists of a south spillway 1 080 ft. long and a similar north spillway 1 320 ft. long, both Ambursen type, separated by a high earthfill embankment which fills in the old river channel. The spillways carry 60 automatic counter balanced crest gates 6 ft. high. Earthfill embankments form the end non-overflow sections. The owner is the Lower Nueces River Water Supply District; all water is sold to the City of Corpus Christi. The river is a typical flashy southwestern stream, and the foundation material is sand, gravel and clay. The new reservoir will submerge an old concrete gravity section dam, built on piles, which failed disastrously in 1930, forcing default of Corpus Christi's bonds. It was later rebuilt from a modified design and kept in service by heavy maintenance expenditures pending the financing of the present larger dam. The present design was recently developed by Ambursen for spillways on porous and yielding foundations which must accommodate rather heavy flood discharges. Its basic design is similar to the San Jacinto dam built in 1954 for the City of Houston on similar foundation material, and now under consideration for raising with 6-ft. high automatic counterbalanced crest gates. The cost of the Wesley E. Seale dam complete will be approximately $ 8 000 000, about $ 600 000 of which represents the investment made in the present structure to prepare it for carrying a future height increase of 10 ft. The heightening provisions covered by this cost include widening the floor slab to receive the future downstream buttress extensions; a heavier floor slab throughout; thicker buttresses and deck sections to carry the future load; the construction of footings on the floor slab with imbedded steel dowels for the future buttress extensions; and heavy steel dowels or tie rods of structural grade (soft)

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Fig. 19.
Wesley E. Seale Dam, under construction.
Barrage Wesley E. Seale, en voie de construction.

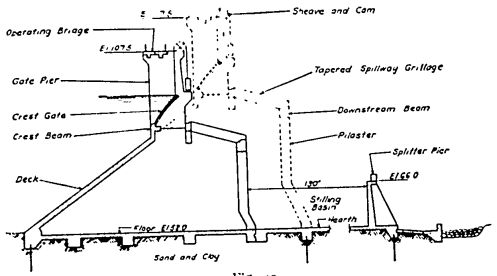


Fig. 20.

Wesley E. Seale Dam.
Outline of future height increase shown dotted.

Barrage Wesley E. Seale.
Tracé de la surélévation ultérieure en pointillé.

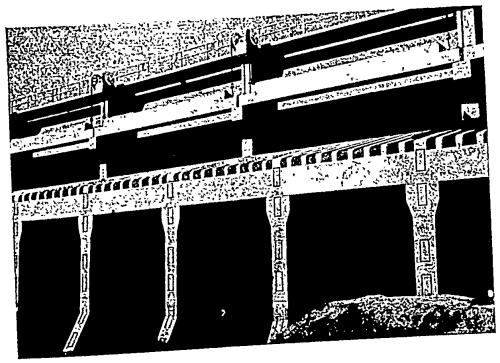


Fig. 21.

Wesley E Seale Dam.
Showing automatic counterbalanced crest gates and spillway crest grillage.

Barrage Wesley E. Seale.
Vue des vannes de crête équilibrées automatiques et du grillage de crête du déversoir.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

steel which are bent at right angles and imbedded in the downstream faces of the present buttresses, to be chipped out later for help in bonding the old and new buttress sections, and to create keyways. The operating bridge consists of two parallel removable concrete T-beams, designed to be salvaged when the structure is raised, and to be reinstalled at the higher elevation. The heavy concrete spillway grillages are likewise designed to be salvaged, and all of the crest gates with their counterweights and operating mechanisms will also be removed and reinstalled at the higher elevation. The raising provisions are shown in figure 20. The project has 4 60-ft. high reinforced concrete abutment structures where the spillways join the earthfills, of a type found very safe and economical for similar dams, consisting of 6 bays of Ambursen bulkhead buttresses with decks and walkways partially imbedded in the earthfill and with end cut-off walls, thus reducing the height of fill against the abutment walls to only 25 ft. Floods will be carried over the south spillway and through the low-flow discharge canal until the flow reaches about 18 000 c. f. s., at which point the north spillway will automatically come into operation and discharge over the north flood plain. The south gates are adjusted so as to build up the tailwater level before the north spillway gates begin to discharge. A typical gate installation is shown in figure 21. The rectangular areas in the downstream face of the buttresses, which are surrounded by V-groovings, indicate the exact points where tie rods are imbedded. These areas are to be chipped out deeply for exposing and straightening the tie rods when the dam is raised, and will also form bonding keys.

Ozark Beach Dam in Missouri.

This is an excellent example of the benefits which may be gained through being able to increase the height of a 43-year old dam for entirely new operating conditions, which could never have been foreseen. The Ozark Beach dam and power plant were designed and built by Ambursen in 1911 across the White River near Branson, Missouri. The spillway has a length of 700 ft. Around 1950 the Corps of Engineers of the U. S. Army placed under construction the large Bull Shoals dam and power plant on the White River some distance below the Ozark Beach structure, subjecting the Ozark Beach plant to a substantial rise in tailwater level, and Ambursen was required to redesign and reconstruct the powerhouse to avoid any tendency to " float out ". About 1954 the large Table Rock dam and power plant were placed under construction by the Corps of Engineers on the same river at a site somewhat above the upper end of the Ozark Beach reservoir. The larger volume of regulated flow that will be created by the Table Rock dam and powerhouse will substantially increase and firm up the future power to be developed by the old Ozark Beach plant. To take full advantage of this regulated and increased flow by increasing the Ozark Beach head and pondage, studies are being made to raise the reservoir level 6 to 8 ft. above the present spillway crest by installing

a battery of automatic counterbalanced flashboards upon the crest of the present dam (*fig.* 22). These gates would be fully automatic, requiring no attention except for occasional lubrication.

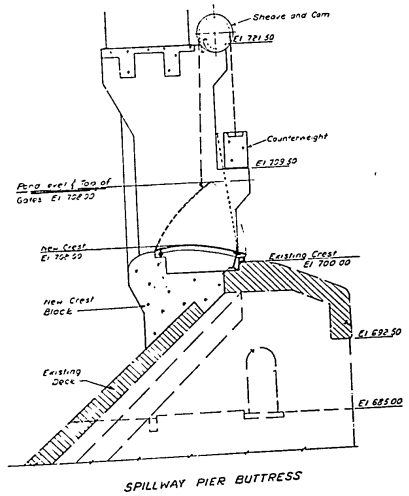


Fig. 22.

Ozark Beach Dam.
Showing installation of automatic counterbalanced crest gates.

Barrage d'Ozark Beach.
Installation de vannes équilibrées automatiques de crête.

Escaba and Cadillal Dams in Argentina.

In 1940 Ambursen designed two very large dams for governmental irrigation projects in Argentina, the Escaba dam and the Cadillal dam. The Escaba dam (*fig.* 27), was designed for an eventual height of 250 ft., the initial construction to be 200 ft. high and the remaining 50 ft. to be added later in the form of conventional downstream buttress extensions and higher upstream deck slabs. However, before the project was placed under construction the water demands had increased so that the dam was built initially to 235 ft. in height, which structure

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

was sufficiently stable to accommodate Tainter gates for the next 15 ft.

In the case of the Cadillal dam, initial construction was planned for a height of 196 ft. with suitable provisions for an increase to 246 ft. The height increase of 50 ft. was designed to be accomplished with downstream buttress extensions and raised deck. As construction proceeded difficulties of various kinds arose between the contractor and the government, causing the work to be suspended so that the structure has not yet been completed to its initial height.

Guayabal Dam in Puerto Rico.

The Guayabal dam in Puerto Rico, shown in figure 23, was designed and constructed by Ambursen in 1911 with a maximum height of 120 ft. and an overall length of 2 244 ft., on a poor rock foundation. It is one of 3 large Ambursen type water supply and power dams owned by the Puerto Rico Water Resources Authority, a governmental agency, now having three installations of automatic crest gates. The Guayabal water is used for irrigation of sugar cane, but intake arrangements for a future small hydroelectric plant were installed when the dam was raised. Built in a mountainous region subject to tropical storms and quick run-off, and with insufficient vegetation to prevent erosion, by 1942 the reservoir had silted to the point where its capacity had been cut to about 40 % of the original volume, causing crop losses. To remove the sediment the Authority had operated an 8″ electric suction dredge on the lake for several years, but, as has been found to be the case in other instances, the problem could not be solved in that manner. Studies and estimates were therefore made by Ambursen of various other sites on the Jacaguas River for developing additional storage, but in every case the cost per acre-foot of storage was so high that it became apparent that the most practical and economical way to solve the problem would be to increase the height of the old Guayabal dam itself, and utilize for storage the rapidly widening valley above the old spillway level. About fifty concrete cores were taken from different points in the existing structure, whose tests gave assurance that a very substantial increase could safely be made in the loading of the old dam. The existing bulkhead (non-overflow) section was reconstructed with downstream buttress extensions and raised in height so as to increase the freeboard to accommodate a 16-ft. additional pond level. The highway bridge which originally extended over the bulkhead and spillway sections was left to be submerged, and was replaced with a new river crossing further downstream. As shown in figure 24 a new spillway was constructed to accommodate 21 automatic counterbalanced crest gates of airplane wing design, each 10′ high × 33′ long, and a new operating bridge for the gate sheaves, bearings, and cams was installed (*fig.* 25).

A similar type of automatic crest gate spillway was installed on the Coamo Dam in Puerto Rico, for the same owner (*fig.* 26). However, for this design a chain-connected counter-weight for each of the gates

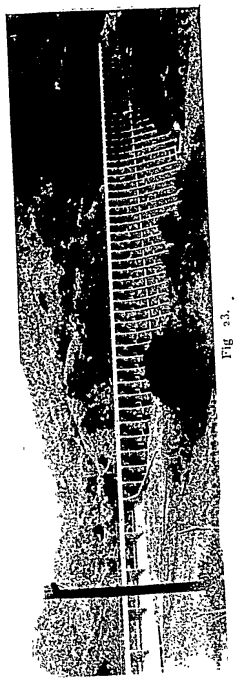


Fig 23.
Guayabal Dam, as completed in 1911.
Barrage de Guayabal, après achèvement en 1911.

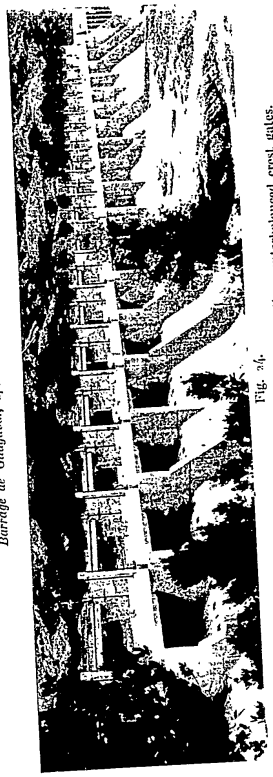


Fig. 24.
Guayabal Dam. Showing new spillway with automatic counterbalanced crest gates.
Barrage de Guayabal. Vue du nouveau déversoir avec vannes de crête équilibrées automatiques.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

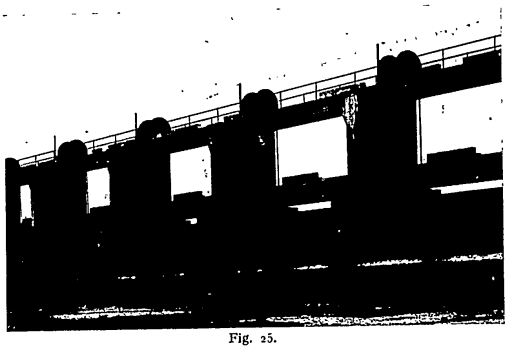


Fig. 25.

Guayabal Dam.
Looking from upstream toward typical automatic counterbalanced crest gates 10 ft. high.

Barrage de Guayabal.
Vue d'amont vers les vannes de crête équilibrées automatiques typiques de 3 m de haut.

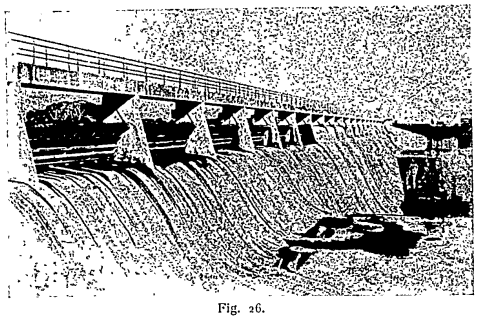


Fig. 26.

Coamo Dam.
Showing automatic counterbalanced crest gates 6 ft. high.

Barrage de Coamo.
Vue des vannes de crête équilibrées automatiques de 1,80 m de haut.

hangs inside dam, of the Ambursen type. One advantage of the automatic counterbalanced crest gate is that different gates can be set to discharge at entirely different pond levels from their neighbors, so that

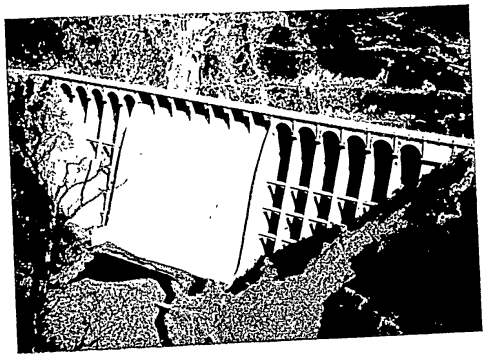


Fig. 27.

Escaba Dam in Argentina

Barrage d'Escaba en Argentine

the spillway over-pour can be directed to those parts of the foundation downstream of the dam where it will do the least harm, should it be so desired. The Coamo installation is an example of that type of gate adjustment.

COMPARISON OF GATE INSTALLATION COSTS FOR DIFFERENT RESERVOIR CAPACITIES.

A further demonstration of the very low cost of water storage procured by means of increasing the height of existing dams is shown by designs, quantity surveys and cost estimates which Ambursen made in 1950 for three very large reservoirs selected from those upon which New York City depends for its water. That year New York City suffered from a drought creating a severe water shortage which led to the imposition of water rationing rules and restrictions. Alarmed at the rapidly falling levels behind all of the City's storage dams, and discounting the fact that any additional storage facilities created might take a year or two for filling after being completed, Ambursen was requested to furnish preliminary layouts and cost estimates for installing auto-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

matic counterbalanced flashboards of varying alternate heights for three of the most important storage dams of the City's system, being the Ashokan, the Gilboa-Schoharie and the New Croton dams. These were all built of stone masonry during 1895 to 1910, with heights varying from 100 to 175 ft., and some were showing signs of deterioration and weakness. The results of these studies are shown in Table 3. The

TABLE 3.

Estimated cost and increased capacity obtained by installing automatic crest gates on three dams of New York City Reservoir System.

Prix estimatif et accroissement de capacité obtenu par l'installation de vannes de crête automatiques sur trois barrages du réseau de réservoirs de la ville de New-York.

	Present capacities.	Cost of increase ($).	Added reservoir capacity.			
Present pond elevation increased five feet.						
Gilboa-Schoharie	19.583	480 000	1.866	billion	gallons	or 9.5%
New Croton	26.619	537 000	5.583	»	»	» 21.0
Ashokan	127.858	584 000	13.553	»	»	» 10.6
Total 3-dam cost, 5' raises		1 601 000	21.002	»	»	» 12.1%
Present pond elevation increased seven feet.						
Gilboa-Schoharie	19.583	597 000	2.213	billion	gallons	or 11.3%
New Croton	26.619	671 000	7 816	»	»	» 29.4
Ashokan	127.858	703 000	18.975	»	»	» 14.8
Total 3-dam cost, 7' raises		1 971 000	29.004	»	»	» 16.6%
Present pond elevation increased ten feet.						
Gilboa-Schoharie	19.583	1 084 000	3.733	billion	gallons	or 19.1%
New Croton	26 619	1 131 000	11.166	»	»	» 38.0
Ashokan	127.858	1 181 000	27 107	»	»	» 21.2
Total 3-dam cost, 10' raises		3 396 000	42.006	»	»	» 24.1%
Present pond elevation increased twelve feet.						
Gilboa-Schoharie	19 583	1 247 000	4.479	billion	gallons	or 22.9%
New Croton	26.619	1 288 000	13 399	»	»	» 49.5
Ashokan	127.858	1 336 000	32.523	»	»	» 25.4
Total 3-dam cost, 12' raises		3 871 000	50.401	»	»	» 28.8%

reconstruction costs were considered to be trivial in view of the results obtained, after taking into consideration the fact that 50 years earlier these dams themselves had a combined cost of nearly $ 60 000 000, because, as shown in Table 3, a 28.8 % increase in capacity could now be procured for less than $ 4 000 000 for all three projects combined. However, the advent of more favorable rainfall conditions plus the expected early completion of the new Delaware River Aqueduct for reinforcing the City's water supply, as well as a measure of doubt as to how much additional load could safely be carried by each of these old stone dams, finally caused the abandonment of the proposed reconstruction.

TEHUANTEPEC DAMS IN MEXICO.

Early in World War II Ambursen was called upon to make the necessary field reconnaissance, dam site surveys and hydraulic studies for determining feasibility, cost and construction time necessary for a ship canal across the Isthmus of Tehuantepec in Mexico for a certain specified maximum size and type of vessel and for a certain given number of daily transits, with particular reference to developing water-supply sources above the summit level sufficient for operating such a canal. These studies have provided interesting cost and capacity data as to three-stage dam construction for future reference. Those few engineers who previously studied this problem under very primitive and difficult field conditions, beginning about 100 years ago, usually reported insufficient water where and when needed to operate any canal, even one having only a small fraction of the capacity required by the instructions under which Ambursen's field work was carried out. Beginning in 1883, these doubts had served to inspire recommendations that any trans-Isthmian canal scheme be abandoned, and that a dry land multi-track railroad system be constructed with cradles for bodily carrying loaded cargo barges and even small ocean-going vessels across the low point in the Continental Divide that separates the steep Pacific slope from the gentler terrain on the Atlantic side, at an elevation of 734 ft. above sea level. Ambursen's extensive explorations, surveys and river gaugings showed much more available dry season run-off than had been thought to exist, and that good dam sites were available on several rivers within feasible transmission distance of the summit for also storing as much of the very heavy seasonal rains as might later be needed for additional water. The final recommended project incorporated a very deep summit cut and a summit lake about 35 miles long through the Tarifa plains, backed up by a rockfill dam 300 ft. in height. All spillway dams were estimated as Ambursen type, and most embankment sections as rockfill. To reduce the initial cost, but still to provide for greatly increased quantities of operating water in after years for the large increase expected in the number of daily transits, all dams except that for the summit lake were designed to be increased in height. Three-stage construction was contemplated

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

where possible, the first step being about 100 ft. high, with the buttresses and decks designed to carry the future additions. This initial substructure was topped off with a temporary concrete crest and spillway apron to accommodate Tainter gates 30 ft. high as the second step. The third step would be the removal of the Tainter gates, their piers and operating bridges, and the crest of the 100-ft. high substructure, and the building of new buttress and deck extensions to the final maximum height of about 200 ft. in each case. For most structures a side-hill spillway site was available for the final height dam. The feasibility, cost of construction and time for building the canal were fully established, but for cogent reasons the project was not undertaken. To indicate the economic possibilities of planning for the future height increase of dams, the estimated initial cost of the first step for 8 basic and intermediate storage dams 100 ft. high was $ 94 million; the second stage, 30 ft. of Tainter gates, adding about 80 % more capacity, was estimated to cost $ 28 million; and the final stage, bringing the height to 200 ft., which would add about 65 % to the storage volume of stages I and II combined, was estimated to cost $ 62 million. The cost of the rockfill dam for the summit lake is not included in these figures. The necessary preliminary designing and estimating work for dredging, terminals, locks and similar facilities was carried out in association with a leading New York firm of specialists in river and harbor work.

CONCLUDING STATEMENT.

It is believed that in the field of dams of moderate and low height, such as up to 50 ft., there are several hundred examples of different types in the U. S. which could be readily raised, and would be very profitable to the owners. It is also believed that the normal growth of the U. S. population and the constantly expanding economy of the country will continue to create demands for more water for both municipal and power uses from existing developed sites. Numerical statistics are incomplete, but they indicate the existence of not less than 8 500 dams of all heights in the U. S., most of which of course are in the lower height group, but those are the heights where the owner usually derives the greatest benefit from an increase. Perhaps the contributions to Question 20 will direct the attention of such dam owners to the possibility of procuring a substantial increase in their water storage at what is usually a relatively low capital cost. Where an existing dam has been well designed, methods are available by which almost any such dam can be increased in height to some degree, at low cost, giving positive benefits. These observations apply to dams of all types but particularly to buttress, gravity and arch type dams and in most cases the spillway provisions would be simple and economical. The cost per acre-foot of impounded water in most cases would be less than the cost of the water stored by the initial structure.

SUMMARY.

The most important of the economic benefits obtained by constructing dams that are designed for future increase in height are, first, the relative low cost per acre foot of impounding a large future increment of water, and, second, that present taxpayers or stockholders are not required to assume a financial burden that rightfully belongs to posterity for constructing a dam now that may not be fully utilized for many years to come. Heavy financial charges may be avoided in the early stages of a development, when it is least able to carry any excess load. At the same time, farsighted provision can be made for the water supply that will be eventually required by future city growth and for periods of unusual shortage, or by increases in power demand. A third advantage is that extensions to the dam can be undertaken when the cost of labor and materials is low, or when seasonal depression makes them advantageous. A fourth advantage may be that taxpayers will more readily vote for the smaller bond issue required for the initial construction of a dam designed to be raised than they will for the large bond issue that would be needed for the complete structure. As to dams which have already been constructed a large proportion, whether of the buttress or gravity type, as well as a considerably smaller proportion of the existing arch dams, can be safely and economically increased in height as they now exist, assuming that the necessary land for the additional reservoir area may be made available at a reasonable cost.

RÉSUMÉ.

Parmi les avantages d'ordre économique qu'offrent les barrages construits de manière à pouvoir être surhaussés par la suite, se placent au premier rang le coût relativement bas par mètre-hectare de l'endiguement d'une grande masse ultérieure d'eau et en second lieu le fait que les contribuables ou les actionnaires actuels ne sont pas tenus d'assumer, par la construction d'un barrage susceptible de ne pas être utilisé pendant de nombreuses années, un fardeau financier qui incombe à juste titre à la postérité. De lourdes charges financières peuvent être évitées pendant les premières phases de développement d'un projet, alors qu'il est le moins à même de supporter un poids excessif, et des mesures de prévoyance peuvent être simultanément prises en vue des exigences d'approvisionnement d'eau créées par l'agrandissement urbain, par les périodes de disette exceptionnelle ou par l'accroissement de la demande d'énergie. Un troisième avantage résulte de ce que les extensions à apporter au barrage peuvent être entreprises lorsque le prix de la main-d'œuvre et des matériaux est en baisse ou lorsque les dépressions économiques saisonnières les rendent profitables. Enfin, quatrième avantage, les contribuables seront vraisemblablement mieux disposés

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

à voter en faveur de l'émission d'un emprunt, de moindre importance, qu'exigera la construction d'un barrage destiné à être surhaussé, que d'un gros emprunt tel que le demanderait la structure définitive. Quant aux barrages déjà édifiés, un grand nombre d'entre eux, du type à contreforts ou du type poids, de même qu'un nombre grandement moindre de barrages voûtes, peuvent dans leur état actuel, être surhaussés sans danger et économiquement pour autant que le terrain nécessaire à la surface du réservoir supplémentaire puisse être acquis à un prix raisonnable.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 127

QUESTION N° 20

J. B. COOKE
AND J. E. SCHUMANN
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

THICKENING AND RAISING THE BALCH CONCRETE ARCH DAM (*).

J. B. COOKE,
Supervising Civil Engineer,
and J. E. SCHUMANN,
Civil Engineer, both of Pacific Gas and Electric Company,
245 Market Street, San Francisco 6, California.

INTRODUCTION.

Balch Diversion Dam is a thin concrete arch dam of the variable radius type. It was constructed to a height of 93 ft. (28.5 m) in 1927 with provision to be enlarged in the future by thickening and raising to an ultimate height of 138 ft. (42 m). As a part of Pacific Gas and Electric Company's full development of the North Fork of the Kings River [1], [2] in 1956-1961, the raising of Balch Diversion Dam is taking place 30 years after the initial construction. The dam was thickened in the later summer of 1957 and is being raised in 1958.

The dam is in a canyon of massive granitic rock which is exposed with essentially no overburden. The site is ideal and is suitable for an overpour arch dam for its full crest length. The interesting problem in this dam is in the enlargement of the dam.

(*) *Épaississement et surélévation du barrage Balch, barrage-voûte en béton.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Upstream from Balch Diversion Dam are the 310 ft. (95 m) high Courtright and 290 ft. (89 m) high Wishon concrete face rockfill dams [2] which provide storage for three high head hydroelectric plants. Water discharged from the 2 000 ft. (610 m) long tailrace tunnel from Haas underground power house directly enters the Balch Diversion Reservoir, which is the diversion to an unlined tunnel leading to the 2 389 ft. (730 m) head Balch Plant. The 1 225 acre feet in Balch Diversion Reservoir provides regulating storage between the Haas and Balch plants.

1927 DESIGN AND CONSTRUCTION.

Arch Design.

The 1927 arch ring design for the partial and ultimate dam was by Cain's method and for water load only. The arch rings were calculated to take all the water load. Abutment yielding, temperature changes, silt and earthquake loading and cantilever action were all neglected. Abutment thickening was obtained by using a shorter downstream face radius for the full length of arch ring. High tensions were accepted. The 1957 arch ring design for the raised dam was different and will be reviewed later, but the 1927 partial construction, of course, had major influence on the final shape of the dam.

Concrete.

The 28-day design strength of the concrete poured in 1927 was 2 000 p. s. i. and the cement factor was 5.5 sacks/cu. yd. The average 28-day strength of the test cylinders was 2 600 p.s. i. Eight cores taken 28 years later averaged 4 300 p. s. i.

Provisions for raising.

The 1927 design and construction contemplated the ultimate raising to a crest 45 ft. (13.7 m) higher, and incorporated some features to facilitate the later raising. They were : (1) pour to full thickness to streambed level, (2) 3/4-inch square dowels at 4-ft. centers in the downstream face; (3) excavation for the ultimate dam, and (4) a copper stop and key on the crest. The downstream face was not keyed or roughened. The abutment excavation was normal to the downstream radius and stepped. The excavation is very good except that steps used in 1927 would not have been used in 1957. Omitting steps gives a more favourable shape to an arch dam with less excavation and less concrete.

ULTIMATE (1957) DESIGN.

The design of the raised dam is based on a monolithic dam with old and new concrete acting together. Features in design to accomplish

this were : to do everything reasonably possible to assure bond between old and new concrete; to have the new concrete set at a temperature as close as possible to that of the existing dam; and to thicken dam when it is fully unwatered. The design of the arch rings for a dam of this height and storage was straightforward except for the complication that the shape was determined in 1927 without temperature stresses being included.

Physical Data.

The arch is of the variable radius type, with upstream radius an central angle varying from 190 ft. (58 m) and 119° at the crest to 90.45 ft. (27.6 m) and 80° at elevation 3 986.3. Summarized physical data is :

Crest elevation	4108
Height above streambed	418 ft.
Height above foundation	458 ft
Crest length (all spill crest)	888 ft
Design flood	50 000 cfs
Drainage area	234 sq. mi.
Storage capacity	1225 ac. ft

The lower 30 ft. of the dam is below streambed in a narrow gorge with a top width to height ratio of 1.6 : 1. The top width to height ratio for the ultimate dam is 2.6 which, with good abutments, provides an ideal arch site. Plan and elevation are shown in figure 1, and section and general data in figure 2.

Spillway.

The spillway capacity of 50 000 cfs is 170 cfs/sq. mile for the 234 sq. mile drainage area, and is passed with 10 ft. depth of overpour over the full 388-ft. length of the crest. The substantial flood routing benefits of the two upstream storage reservoirs have been neglected. The use of the full length of crest for overpour is possible due to the excellent rock and gives the lowest cost dam. Some paving for overpour is required on the downstream right abutment where there is some seamy and soft grained granite. The nozzles of the vertical shaft impulse units at Haas are set only 8 ft. above the spill crest of Balch Diversion Dam which allows for only 2 ft. overpour before output or operation is limited. This turbine setting, that develops maximum head, without the cost of crest gates, takes into account the water control by the upstream dams and the capacity of the sluice gates in the dam [2].

Outlet works.

The two 30-inch diameter sluice gates, originally installed, were too small to sluice sand and silt either by ground sluicing or by being opened

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

during flood. The addition of a 60-inch diameter sluice makes the sluicing of silt feasible, will reduce probability of overpour limiting Haas plant operation, and give necessary water control during 1957 and 1958

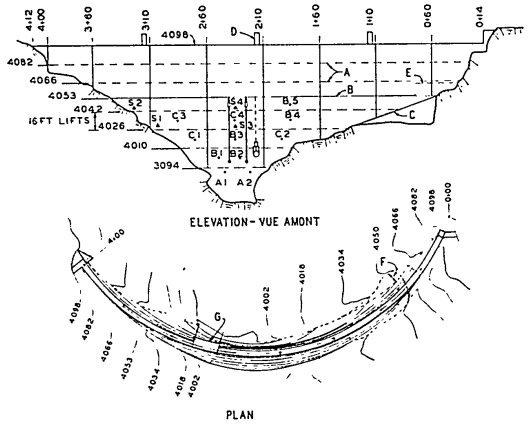


Fig. 1.

Plan and elevation of dam.

(A 1, B 2) Thermocouple location.
(S 1, S 2) Strain meter location.

(A) Concrete pour lines.
(B) Crest of initial dam.
(C) Artificial abutment line.
(D) Aeration pier.
(E) Existing concrete removed.
(F) Artificial abutment concrete.
(G) Weir crest.

Plan et élévation amont du barrage

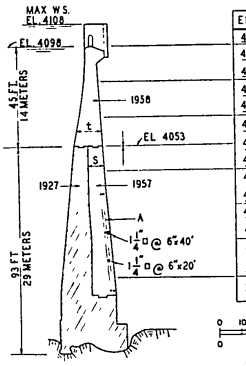
(A 1, B 2) *Position des couples thermoélectriques.*
(S 1, S 2) *Position des extensomètres.*

(A) *Limites des couches du béton.*
(B) *Crête du barrage original.*
(C) *Ligne de la culée artificielle.*
(D) *Montant pour l'aération de la nappe.*
(E) *Béton original enlevé.*
(F) *Béton de la culée artificielle.*
(G) *Crête du déversoir.*

construction. Gate operation is by submerged oil pressure cylinders controlled from an electric-oil pressure set located on the right abutment.

CONCRETE CORES.

To provide design information and confirm the apparent satisfactory condition of the concrete in the existing dam, eight 6-inch diameter



ELEV.	t-FT	S-FT.	b-FT.	R-FT	2θ	ΔT-°F
4098				190 00	122	25
4090	5 6			189 60	117	24.5
4082	6.6			188.75	115	23
4074	7 8			187 95	108	21 5
4066	9.5			185 50	102	19.5
4058	11.55			182 30	98	18
4050	13.35	7 15		174 65	96	16 5
4042	14 65	7 65	1 35	177 35	82	16
4034	16.0	8 15	3.5	175 00	72	15
4026	17.60	8.80	5.0	171 40	58	14.5
4018	19 15	8.60	4.5	163 70	48	13.5
4010	20.70	8.30	3 1	148.40	40	13
4002	22.20	9.00	1 8	135 65	40	12.5
3994	23.80	9.70	0	116 10	36	12
3986	25.30	10 35	0	90 45	30	11

Fig. 2.

Section and arch ring data.

(A) Crown reinforcing.
t, final arch thickness;
s, added thickness;
b, abutment thickening,
R, upstream radius;
2 θ, central angle.

Coupe transversale et détails des tranches de la voûte.

(A) *Armature à la partie centrale de la voûte.*
t, *épaisseur de la voûte finale;*
s, *épaisseur additionnelle;*
b, *épaississement de la culée;*
R, *rayon du parement amont;*
2 θ, *angle au centre.*

by 12-inch long cores were taken. Density was 146.6 lbs/cu. ft. The modulus was determined on the basis of secant at 40 % of ultimate. The average compressive strength was 4 300 p. s. i. and modulus of elasticity 2 800 000 p. s. i.

R. 127.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ARCH RING LOADING AND DESIGN STRESS

Water load plus temperature drop are the design loads. Earthquake loading is not considered though the dam is in a moderate earthquake zone. Water load is based on 10 ft. of overpour and no backwater is used for the submerged rings. For high floods, the backwater will be about 40 ft. deep and submerge the sluice pipes. Backwater of the clear downstream pool is considered to offset upstream silt loading below the sluice gates. Temperature drop (*fig.* 2) is based on U. S. B. R. criteria of degrees for various arch ring thicknesses as given in U. S. B. R. Treatise on Dams, Chapter 10. The modulus used for obtaining temperature stresses was 1 000 000 p. s. i. for the thickened section and 1 500 000 p. s. i. for the top 10 ft. of higher strength concrete. A maximum compressive design stress of 800 p. s. i., with no tension, for combined water and temperature loading was used for the new concrete.

ARCH RING DESIGN

All loading was assumed to be taken by horizontal arch rings, cantilever action being neglected for this small dam. Lieurance's tables which include abutment yielding with ratio of E : E' of 1.0, were used. In the lower rings, where the cylindrical arch is computed to have tension at the abutment (at extrados), the tension is eliminated by one or a combination of methods. First, the concrete was assumed to take no tension and the consequent increased maximum compressive stress was computed. If this compressive stress exceeded the allowable, the amount of abutment thickening required was determined. If it was reasonable, the arch ring was considered acceptable with that abutment thickening. If required abutment thickening was too great, an analysis of a secondary arch, within the primary arch with reasonable abutment thickening, was made. Abutment thickening was obtained by using a shorter downstream radius from the quarter point of a ring to the abutment.

SECONDARY ARCHES

In a new design, secondary arches would not have been resorted to, and the shape of the dam would be designed to suit the site and the loading. However, they were necessary in the review of the thicker arch rings of small central angle to accommodate the temperature loading. Actually, conditions will be such that grouting will be done when the dam is cool, and the assumed temperature change should not occur. In the secondary arch analysis it was assumed that with the concrete taking no tension, the secondary arch would have the elastic properties of the secondary arch ring. The secondary arches are close enough to the primary arches that they are considered to be loaded radially to the face of the secondary arch. The secondary

arch tends to make the resultant more closely parallel the abutment rock; consequently, each ring has been reviewed in plan to determine the attitude of the secondary arch resultant with the downstream abutment rock contour.

CROWN TENSION.

The introduction of temperature stresses in a dam shaped for water load only gave crown tension stresses of 100 to 380 p. s. i. between elevations 3 986 and 4 034. Secondary arches with no tension could be computed to have reasonable compression of some 600 p. s. i. with no tension, but their action would result in a vertical crack down the downstream face at the crown. The existing dam has such a vertical crack in the lower part of the dam. To avoid such a crack in the completed dam, the central 50-ft. block between Station 2 + 10 and 2 + 60 was reinforced (*fig.* 2). Design criteria was to carry the thrusts entering the 50-ft. block through the block as a reinforced concrete member with 1 000 p. s. i. in the concrete and 24 000 p. s. i. in the steel. The centers of the 40 and 20-ft. long bars are staggered on the center of the 50-ft. block to take the moment which varies from zero at the ends to a maximum at the center.

ARTIFICIAL ABUTMENT.

A bench at elevation 4 028 on the right abutment gave an abrupt change in the length of arch rings (*fig.* 1). At a point just above the contact of ring 4 026 with the abutment a ring computed with a length of ring above the bench would have to deflect about one-half inch in order to act as computed. This could not happen without a sliding joint at the elevation of the bench for the full length of dam. To make the horizontal ring arch analysis more realistic, an artificial abutment poured and grouted against upstream rock and sloped 1 : 1 downstream was adopted.

ABUTMENT TREATMENT AT CREST.

At the top of the left abutment the arch ring is nearly tangent to the contour of abutment rock and the rock contains several open seams. The excavation is limited to that required to give a concrete gravity abutment to the top 10 ft. of arch ring, and concrete is poured to spill crest only. This overpour abutment gives no aeration. Aeration is provided by the aeration piers. The top of the right abutment requires a small abutment wall and some downstream paving of a zone of soft grained erodable granite.

MONOLITHIC DESIGN.

The design for thickening the existing dam required that the new and old concrete bond to each other and act as a monolithic structure.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

It was desired that the new concrete set at about the same temperature as the existing dam and rise a minimum amount above that temperature. Prepakt was preferred to accomplish this, but it was considered that a poured concrete designed for the special requirements would be satisfactory. Both were bid and Intrusion Prepakt, Inc. was awarded the job on the basis of both preference and lowest cost.

Concrete specification.

Though Prepakt is being used, the Specification for conventional concrete in enlarging the existing dam will be briefly covered. The downstream surface of existing dam was to be kept moist for 48 h before concreting and broomed with 3/8-inch sand cement grout immediately prior to concreting. Placing was to be in 8-ft. lifts, in layers not to exceed 20 inches. Time between commencing pours was not to exceed 72 h. The downstream face was to be cured and cooled by water for 14 days. Concrete was to be placed at 50° F, develop 3 000 p. s. i.-28-day strength, contain 4-5 % air entrainment, and have a slump not to exceed 2 inches. Aggregate larger than 2-1/2 inch was considered desirable, but not used because the aggregate plant and grading was well established for the rest of the project with 2-1/2 inch maximum sized aggregate.

Surface preparation.

The downstream surface of the existing dam contained 3/4-in square dowels at 4-ft. centers both ways and projecting 3 ft. There had been essentially no corrosion in the 30 years, but some were bent and loosened due to vibration from the overpour. They were used. The surface preparation was to insure both bond and shear. In the 4-ft. squares between bars, a 3 by 3-ft. square area was chipped to one-inch average varying 0 to 3 inches in depth to roughen surface and expose aggregate. All the area was sand blasted to remove weathered surface material and material loosened by chipping. Washing completed the treatment. The shallow " waffle pattern " chipping was considered to be as effective as a deeper and more expensive chipping.

Interface drainage.

It was considered important to provide drainage from the contact between the old and the new concrete. Damp areas on the downstream face were painted prior to unwatering the dam. Nearly all the damp spots were at pour joints in the old dam. Grooves 4 inches deep by 6 inches wide were chipped and then backfilled with porous concrete, sealed by mortar and a drain pipe led from the porous concrete to the downstream form (*fig.* 3). In addition to drilling through these pipes 3 ft. into the initial concrete, additional holes were drilled on a pattern of 25 ft. horizontal and 16 ft. vertical spacing. NX core

holes (2-1/8 inches diameter core) are used and the holes located at Prepakt pour joints (*fig.* 3). Information is obtained from these 23 drain holes on the Prepakt at bottom and top of each pour, on the contact between pours and the bond between old and new concrete.

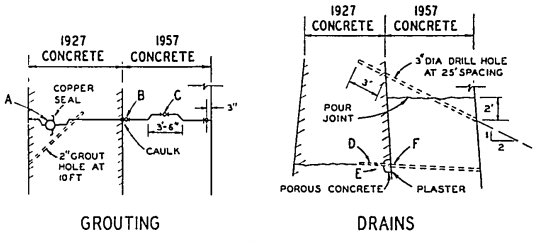


Fig. 3.

Grouting and drainage for thickened section of dam.
Grouting. Drains.

(A) 10-inch hole to be filled with Prepakt before grouting.
(B) Grout stop and supply.
(C) Grout supply.
(D) Drilled hole after 1957 concrete is poured.
(E) Porous concrete in chipped grooves at damp areas.
F) 2" galvanized pipe.

Injection et drainage de la section renforcée du barrage.
Cimentage. Drains.

(A) *Trou de* 0,254 m *à remplir de Prepakt avant l'injection.*
(B) *Tuyau d'alimentation en ciment et arrangement pour la coulée dans le sens latéral désiré*
(C) *Tuyau pour l'alimentation en ciment.*
(D) *Trou foré après le bétonnage de* 1957.
(E) *Béton poreux dans les rainures piquées aux endroits humides.*
(F) *Tuyau galvanisé de* 0,051 m.

Caulk = *A calfater.*
Plaster = *Plâtre.*
Pour joint = *Joint de séparation des couches.*

Grouting joints.

The initial dam has a waterstop in the vertical joints and near the upstream face, but no grout stop downstream, and it was not grouted. The thickened dam is considered to require grouting. The vertical joints are caulked on the downstream face prior to placing Prepakt, and the new concrete has vertical grout stops near both the up and downstream faces. The new and old joints will be grouted at the same

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

time but independently in order to minimize the possibility of grout getting between the old and new concrete. To introduce grout in the joints of the existing section, holes will be drilled from the upstream face to intersect the joint between the upstream waterstop and the caulked contact to the new concrete. Grouting will be done a month or more after the 1936 raising is completed, which will be in November or December, and the dam will be at a low temperature. The top pours of approximately 6-ft. thickness should cool in one month's time, the average air temperature in November being about 50° F.

Preparatory work.

In preparation for thickening the existing dam in the short construction season of the late summer of 1937, several things were done in 1936. The reservoir was dredged to remove silt from the upstream face in preparation for installing the 60-inch sluice and servicing the two 36-inch sluices. The abutments were grouted to stop all leakage. The downstream face was inspected for damp pour joints while the reservoir was full and all such places were painted and scheduled for drainage.

1937 CONSTRUCTION-THICKENING OF DAM.

Only three months are available when stream flow is low enough to permit construction without significant danger of overpour. Work on the downstream face and on abutment excavation began in August when overpour due to the snowmelt stopped. The reservoir was drained as soon as possible to let the dam warm up and the dam was kept unwatered during the thickening. The first of 20 pours, totaling 1 300 cu. yd. was made September 17 and the last November 27. The raising in 1938 requires an additional 5 300 cu. yd.

Construction is by Intrusion Prepakt, Inc. and concrete is placed by the Prepakt method. Prepakt concrete is produced by grouting the voids in aggregate that has been previously placed in the forms, and is well described in Reference [5] and in articles in the *Journal of the American Concrete Institute* (A. C. I.). The Balch construction work is illustrated by the photograph (fig. 4), which was taken from the grout mixer platform. The grout agitator-storage tank is in the centre foreground.

Abutment excavation.

Excavation, additional to that done in 1927, was required to give a thrust surface normal to the arch rings and in good rock. Erosion of some bedrock due to 30 yd of overpour and greater abutment thickening than considered in 1927 made this necessary. The nearest drill holes to the contact of existing concrete and rock were 2 ft. away, line drilled, and not loaded.

Forms and lifts.

The control points for the downstream face were located at 8 ft. contours and on 10-ft. stationing. Forms were of fabricated plywood construction 16 ft. high and 8 ft. wide at 10-ft. spacing for the 50-ft. wide blocks. Variable width sections of 2 ft. or less provided the makeup to suit the shape of the dam. Pours were 16 ft. high, 50 ft. long, and 7 to 10 ft. thick. The forms were handled by the construction gantry operating along the crest of the dam and they were held in place by welding rods to the dowels in the face of the existing dam.

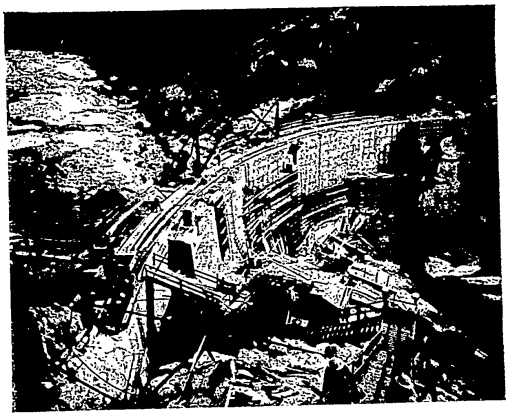


Fig. 4.

Construction of the thickening of the existing dam showing construction plant, forms, chipped surface and other details.

Renforcement en épaisseur du barrage existant, chantier, coffrages, surface piquée et autres détails.

Prepakt mix.

The general design requirements for the Prepakt concrete were that it develop maximum bond to the old dam, have minimum temperature rise and reach a minimum of 4 000 p. s. i. compressive strength in one year. To give a homogeneous dam, it was desired that the properties of the new concrete be close to those of the 30-year old concrete which at 30 years had a compressive strength of 4 300 p. s. i. and modulus

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of 2 800 000. Higher strength, readily obtained with Prepakt, was also not desired because of higher temperatures associated with it. The grout mix selected was 2 : 1 : 1-16 by volume : 2 cement (94-lb. sacks of type II cement); 1 Alfesil (75-lb. sacks of pozzolan); 4 sand (cubic feet) and 16 gallons of water. Intrusion Aid, a patented agent of Intrusion Prepakt, Inc., is included in the grout (2 lbs) to reduce water requirement and provide other benefits. By weight the mix was 1.9 : 0.75 : 4. The water-cement ratio was 0.50, cement factor being cement plus Alfesil. Adding this grout to the 3/4 to 2-1/2-inch aggregate, which contained 41 % voids (range 39 to 43), produced concrete having 3.6 sacks of cement and 1.8 sacks of Alfesil per cubic yard, a cement factor of 5.4.

Use of ice.

Chipped ice was used in both the aggregate and in the grout for the first pour and in the grout water only for the remaining pours. Thermocouples were installed in the old and new concrete. These temperature observations and temperatures of ingredients controlled the use of ice.

Aggregate placing.

The coarse aggregate, a 50-50 blend of 3/4-1-1/2-inch and 1-1/2-2-1/2-inch was crushed granite tunnel muck. The aggregates are the regular production of the plant which produces material for the other work on the power project. Stockpiled material was passed through a 3/4-inch trommell screen 14 ft. long, where it was washed by high pressure jets just before being conveyed in an inclined pipe to a hopper (*fig.* 4), on the top of the dam. It was then transported by gas engine driven cars to a hopper connected to an elephant trunk which deposited the aggregate in the forms.

Prepakt grouting.

Sand used in the grout was specially graded to meet Prepakt Specifications. Two mixers and one agitator were located below the access road and above the dam so that material was handled by gravity. Cement, Alfesil and Intrusion Aid were conveyed in sacks on a gravity-roller conveyer to the mixers and were batched by volume. Sand was conveyed by chute to the hopper over the mixer and sand and water were batched by weight. Batches were four times the above mentioned volumetric mix of 2 : 1 : 1-16 and yielded an average of 0.90 cu. yd of grout. Mixed grout was delivered in a 2-inch pipe by gravity to a No. 8 screen over the agitator-storage tank, located downhill. From the storage tank, it was pumped at 40 p. s. i. in a 2-inch line to a header on top of the aggregate being grouted. Vertical one-inch pipes at 5-ft. centers delivered grout to the aggregate and were withdrawn progressively to deliver grout 4 ft. below the surface

of the grout. The grout was allowed to overflow and the top surface was later green cut to clean aggregate for bonding to the newt pour. Grout consistency was checked at the agitator by Prepakt's " flow cone " method (3), which is to Prepakt grout what a slump cone is to conventional concrete. The " flow factor " is the time in seconds for a fixed quantity of grout to discharge from the cone, and about 20 s was desired. The " flow factor " ranged from 18 to 22 and was taken hourly. The water batching was adjusted for moisture content in the sand which varied in the range of 4 to 7 % by weight. It was also adjusted to keep the flow factor in the required range. Grout was placed at a rate which produced 20 cu. yd of concrete an hour.

Test cylinders.

Test cylinders were 6 × 12-inch and used 1-1/2-inch maximum size aggregate. Sixteen cylinders were taken for each of seven of the 20 pours

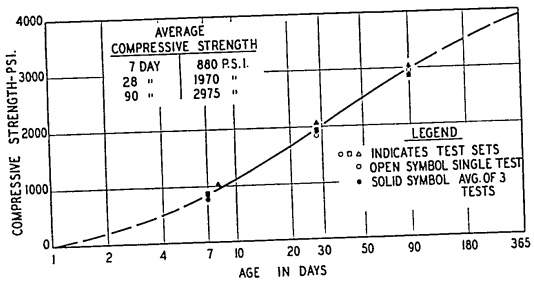


Fig. 5.

Compressive strength of Prepakt concrete.
Résistance à la compression du béton Prepakt.

Average compressive strength = *Résistance moyenne à la compression.*
Legend = *Légende.*
Indicates test sets = *Groupes d'essais.*
Open symbol : Single test = *Signe en blanc : Résultat d'un essai.*
Solid symbol : Average of three tests = *Signe en noir : Moyenne de trois essais.*

that totaled 3 700 cu. yd. Because of the low early strength, cylinders were field cured in wet sand at the jobsite for the first 7 days. For each group of 16 cylinders, three breaks are made at 7, 28, 90, 180 and 365 days. The breaking strength is shown for the 7, 28 and 90-day tests on figure 5. Not all of the 90-day tests are available at the time of writing this paper. The tests indicate that the requirement

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of 4 000 p. s. i. at one year will be closely met. Curing and testing was done in the nearby concrete laboratory for the power project.

TEMPERATURE OBSERVATIONS.

Because of the more favourable characteristics of Prepakt concrete, with regard to heat of hydration and volume change, the placing temperature did not have to be as low as for conventional concrete. A specific maximum temperature was not specified for Prepakt concrete. It was necessary, however, to maintain a certain degree of control of the temperature differential between the existing concrete and the adjacent Prepakt concrete. This was done with the use of ice in cooling the concrete ingredients and the use of thermocouples to determine the resulting temperature gradient across the dam. A working criteria of 15° F maximum differential between the two thermocouples across the joint of the existing dam and the Prepakt concrete was used. Payment for cooling was in a bid price per ton of ice used.

THERMOCOUPLES.

A total of 44 thermocouples were installed (*fig.* 1). Seventeen were grouted into drill holes in the existing dam and 27 were placed in the Prepakt concrete. Copper-constantan thermocouples, neoprene insulated, were used throughout. In addition, sixteen Carlson strain meters placed in the upper two lifts of the thickened dam (*fig.* 1), were used to record temperatures also. Thermocouples were placed so that at least one gradient would be obtained for each lift of the thickened dam. Several pours had only a single thermocouple in them to record the maximum temperature rise in the Prepakt concrete. Information obtained from the early pours was used to minimize the use and consequent cost of ice in subsequent pours.

TEMPERATURE OF INGREDIENTS.

Aggregate placed in the first pour was precooled by mixing shaved ice with it. The ice was mixed with the aggregate at the upper hopper of the pipe chute. The temperature of the cooled aggregate as measured in place varied from 57 to 73° F. Aggregate for subsequent pours were not cooled artificially on the basis of the favourable temperature data obtained from the initial pour and the cool weather. Air temperatures at the jobsite are shown on figure 6.

Grout was cooled throughout the job by the use of slush ice in the mixing water storage tank. Temperatures of grout at the agitator were a little higher than at the mixer and ranged between 50 and 60° F with several pours as high as 65. A few hours after grouting, thermocouple readings of the fresh Prepakt concrete ranged between 50 and 65° F. Ingredients and grout became colder as the grouting of

the 20 lifts progressed between September 17 and November 17, 1957, due to less sunshine and cooler weather (*fig.* 6). Ingredient and grout temperatures were taken hourly during pours. The following tabulation gives some typical readings :

Grout ingredient temperatures in degrees Fahrenheit.

Pour No..	(3)	(5)	(5)	(8)	(16)	(11)	(15)	(19)
Date	10-3.	10-9.	10-9.	10-29.	11-8.	11-12.	11-14	11-18
Cement	63	70	119	61	52	57	62	53
Alfesil.....	–	64	64	64	58	58	60	50
Sand	62	72	73	61	52	50	50	47
Water..... . .	38	52	57	46	49	40	44	36
Mixer grout... .	60	63	76	57	52	52	50	49
Agitator grout. .	60	64	76	–	56	56	56	50

The 119° F cement temperature for one measurement taken during pour No. 5 detected " hot " cement and the use of that cement was

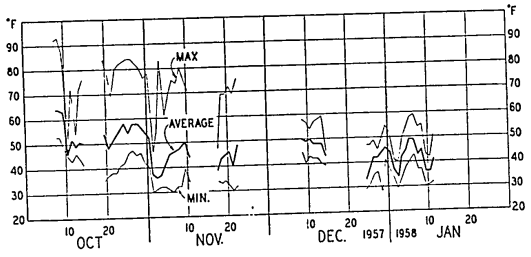


Fig. 6.

Air temperature at Balch diversion dam.

Température de l'air à l'endroit du barrage de dévarication de Balch.

stopped until it cooled in jobsite storage. Future loads of cement were checked on arrival. However, " hot " cement was used for a portion of one subsequent pour before being detected.

MEASUREMENTS.

Graphs of the temperature data obtained from thermocouples and strain meter are shown on figure 7. Temperature gradients of the thickened dam for various lifts are plotted on figure 8. The table

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

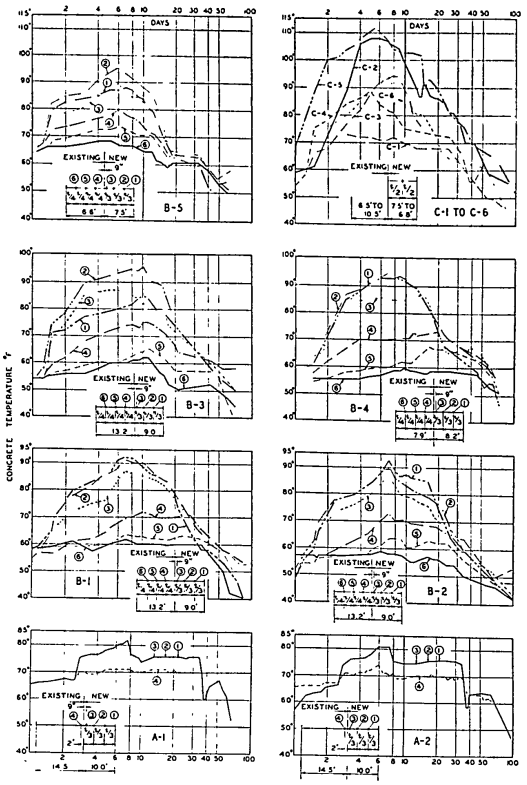


Fig. 7.

Curves showing temperatures of old and new concrete in the dam for the first several months after pouring concrete.

Courbes indiquant les températures du vieux béton et du nouveau, pendant les premiers mois suivant le bétonnage.

below presents data summarized from the temperature readings :

Location of Thermocouple or meter (see *fig.* 1).	Date of grouting.	Prepakt temperature at grouting completion (°F).	Maximum temp of Prepakt (°F).	Age at Maximum temp. (days).	Maximum temp. Rise in Prepakt (°F).	Maximum temp. difference between existing concrete and Prepakt (°F).
A 1.	9-17-57	65	83	7	18	10
A 2..	9-17-57	55	82	7	27	10
B 1	10-22-57	53	87	7	34	17
B 2.. . . .	10-22-57	53	91	7	38	14
B 3. .	11- 5-57	59	96	10	37	17
B 4.	10-31-57	53	94	7	41	19
B 5	11-13-57	66	94	6	28	12
C 2.. ...	10-17-57	59	108	6	49	–
C 3. . ..	11-12-57	54	94	8	40	–
C 4.	11-20-57	54	89	5	35	–
C 5.	10- 9-57	68	112	6	44	–
C 6... . . .	10-23-57	–	95	7	–	–
S 1.	11-12-57	53	89	10	36	18
S 2..	11- 1-57	51	91	5	40	13
S 3..	11-20-57	57	89	5	32	21
S 4.	11-27-57	52	90	5	38	16

The average temperature differential between that measured in the existing dam and the Prepakt section varied from 10 to 21° F. This differential was 10° F for the first pour, the only 8 ft. lift, where both aggregate and grout was cooled, and about 16° F when just the grout was precooled and the lifts were 16 ft. The temperature rise in the 16-ft. lifts of Prepakt concrete averaged 38° F. This maximum was usually reached about 7 days after completion of grouting.

In two instances where cement approximately 50° F above normal was used, a high early temperature rise in the Prepakt concrete was noted. This occurred at units located at C 5 and S 3 where a rise of about 20° F in 24 h was noted.

Future measurements.

Thermocouple readings will be used to aid in selecting the time to grout the contraction joints. The temperature of the dam at the time of grouting will be recorded. Readings after that will be taken periodically to observe the maximum and minimum temperatures in the dam. Thus the maximum temperature drop that the dam is subjected to can be determined, and compared to that used in the design.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

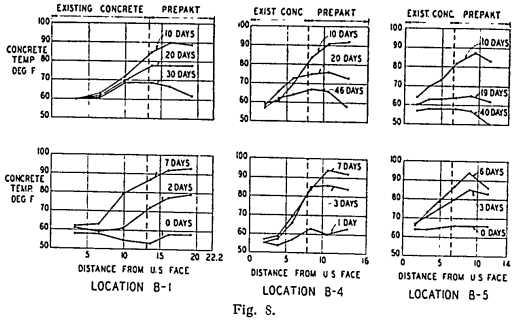


Fig. 8.

Temperature gradients through the thickened dam during the time between pouring concrete and stabilization of temperature.

Gradients de température à travers le barrage pendant le bétonnage et la stabilisation de la température.

Location B 1 = *Position* B 1.
Concrete °Fahrenheit = *Température en °F dans le béton.*
Distance from upstream face = *Distance depuis le parement amont.*
Existing concrete = *Béton existant*
Prepakt concrete = *Béton Prepakt.*
Days = *Jours.*

Conclusions.

Temperature observations of ingredients, and of the concrete in the dam, played an important part in the thickening of Balch Diversion Dam. Savings in use of ice resulted from this data since the conservative cooling program adopted for the first pour was subsequently modified.

STRAIN OBSERVATIONS.

Four groups of 4 Carlson strain meters are located in the dam as shown on figure 1. The purpose of these meters is to observe the action of the thickened dam. Because of the small storage involved, the reservoir may be filled or emptied in less than a day and direct strain measurements of strain due to stress can be obtained. Corrections for temperature and other causes are not necessary. However, initial readings were made and periodic readings have been and will be made just as though the convenience of obtaining a direct reading, by filling the reservoir quickly, were not available to us. This will provide engineering data on both the dam and the strain meters.

During the filling of the thickened (but not raised) dam in December 1957, readings showed essentially no strain which was expected. The significant readings will be on filling the dam to its full height in December 1958.

SONISCOPE OBSERVATIONS.

The Southern California Edison Company has a program of annual soniscope testing [4] of the concrete dams on its Big Creek-San Joaquin Hydroelectric Development on the watershed just north of P. G. and E.'s Kings River Development. The purpose of the program is to detect whether deterioration is taking place and how rapidly. In comparison with taking cores, this method is lower in cost and non-destructive. In cooperation with P. G. and E., Edison Company made soniscope measurements on the 1927 concrete Balch Diversion Dam in October 1957. Average pulse velocity was 13 950 ft./s which compares with 13 800 and 14 100 for Edison's Mono and Bear arch dams of similar age and construction. The measurements indicate the existence of homogeneous and sound concrete, consistent in quality, throughout the crest of the dam where measurements were taken at 10-ft. spacing.

Soniscope measurements are to be made in the summer of 1958 to check the bond between the old and new concrete in the thickened dam. With transmitter on one face of the dam and receiver on the other, it can be detected whether the contact surface is bonded.

P. G. and E. has had experience with both soniscope and Prepakt concrete on a major repair job at Pittsburg Steam Plant in March 1956. A 165 000 kW generator shaft, rotating at 3 200 r. p. m. failed and stopped in less than one revolution. The rotor anchor bolts failed and the generator and stator were a total loss. The energy and forces were so great that the concrete pedestal should have failed, but other than ruptured anchor bolts, there was no evidence of cracks. To check the condition of the concrete from the standpoint of possible cracks, the complete pedestal foundation was soniscoped by personnel and equipment from the University of California. The soniscope clearly outlined a crack around a block 4 ft. wide by 4 ft. deep by 12 ft long that encased the ruptured anchor bolts. The heavy reinforcing was credited with making the crack not visible on the surface. The block was chipped out, replaced by Prepakt, and soniscoped to check the bond. Prepakt was selected on the basis of minimum temperature rise and shrinkage, favourable bond, and satisfactory placing in a heavily reinforced member. It has been a successful repair.

1958 RAISING OF DAM.

The 1958 work of raising the thickened dam by 45 ft. is to be done by Intrusion Prepakt, Inc. 5 300 cu. yd of concrete will be required.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The first lift will be in pours 12 × 16 × 50 ft., and will be poured on the cold dam just after spilling stops in early August. These pours will be placed at a maximum of 60° F. The remaining two lifts are not considered to require low pouring temperatures. However, a maximum pour temperature of 75° F can be obtained without the expense of ice and is specified. Since temperature is less of a problem for the 1958 work, a higher strength concrete, 2 500 p. s. i. at 28 days and 3 500 at 90 days, is specified. Grouting will be accomplished just before filling in December 1958 when the dam will be at a low temperature. Further discussion of 1958 work is best reserved until the work is accomplished.

ACKNOWLEDGEMENTS.

Engineering is under the direction of Walter Dreyer, vice president and chief engineer, and Carl Appleford, chief civil engineer, of Pacific Gas and Electric Company. Approval and inspection by the State of California, Department of Water Resources, was directed by W. A. Brown, Principal Engineer of Dams. David Pirtz and Milos Polivka of the University of California have been consulted regarding temperature and strain measurements and Prepakt mix design. Instrumentation and concrete control are handled by Harry Thomas and Jim Doyle of the Company's Bureau of Tests. Soniscope tests were directed by Bruce R. Laverty of Edison Company. Prepakt is represented by C. H. Ferguson and L. Gerdine.

REFERENCES.

1. W. R. Johnson, D. P. Dinapoli and J. B. Cooke, *Hydroelectric development on the North Fork of the Kings River* (*Electrical Engineering*, vol. 75, October 1956, p. 900-905). (Full text of A. I. E. E. Conference Paper No. CP 56-785, June 1956.)
2. J. Barry Cooke, *The Haas hydroelectric power project* (*Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Paper No. 1 529, vol. 84-PO 1, February 1958).
3. Raymond E. Davis and Milos Polivka, *Composition and properties of Prepakt Concrete* (*Paper before Rilem International Colloquium on Injected Concretes*, Madrid, Spain, October 8, 1957).
4. R. W. Spencer and B. R. Laverty, *Appraising the quality and performance of concrete by pulse velocity measurements* (*Paper for Symposium on Evaluation of Pulse Velocity Data, Highway Research Board of the National Academy of Sciences, Thirty-seventh Annual Meeting*, January 8, 1958, Washington, D. C.).

SUMMARY.

Balch Diversion Dam, a variable radius type arch dam, is located on the Kings River in California. Originally constructed to a height of 93 ft. (28.½ m) in 1927, provision was made for future enlargement by thickening and raising to an ultimate height of 138 ft. (42 m). Thickening was accomplished in late summer of 1957, when the reservoir could be unwatered, and raising scheduled for late summer of 1958. The site is exposed massive granite and permits an overpour-ungated crest for the full length of dam. Arch ring design is for water load and temperature drop with the arch rings taking all load and cantilever action neglected. Lieurance's tables were used.

Design of the raised dam assumes monolithic action of old and new concrete. Provisions were made to insure this action. The 1927 construction included steel dowels in the downstream face, but no keyways. To develop shear and bond, the 1957 construction provided for chipping 50 % of the area in a waffle pattern and overall sandblasting. Drainage is provided from the contact surface between old and new concrete. It was desired that new concrete set at a temperature near that of the existing dam and not rise very far above.

Bids were taken for conventional concrete poured at 50° F or Prepakt at a higher temperature. Award was to Intrusion Prepakt, Inc. on the basis of low bid and preferred method from standpoint of best bond and minimum shrinkage and temperature rise. Prepakt concrete is produced by grouting voids in aggregate previously placed in the forms. Construction, mix design and test cylinder data for the 1957 work is presented.

Thermocouples were installed in the existing dam and in new concrete to provide temperature data for determining the use of ice in subsequent pours Prepakt concrete, placed at 50 to 68° F, reached maximum temperatures of 85 to 95° F in 7 or 8 days and equalized with the existing dam in about 10 days. In a 3-ft distance across the contact of old and new concrete, maximum temperature difference averaged 16° F.

Strain gauges have been installed in two arch rings to confirm monolithic action of the arches. They have been used to supplement and substantiate temperature measurements of the thermocouples. Soniscope readings, as well as cores, determined the properties and acceptability of the 10-year old concrete. Future soniscope readings will check the existance of bond between old and new concrete.

RÉSUMÉ.

Le barrage de dévarication de Balch est un barrage du type voûte à rayon variable. Il est situé sur la Kings River, en Californie. Initialement construit en 1927 avec une hauteur de 28,½ m, il a été prévu une possibilité d'agrandissement par augmentation d'épaisseur et rehaussement jusqu'à 42 m. La première opération a été effectuée à la fin de l'été de 1957, à un moment où le réservoir pouvait être vidangé et la surélévation est prévue pour la fin de l'été de 1958. Le barrage est construit dans un massif de granit nu, ce qui permet d'employer toute sa crête comme déversoir sans vannes. Les éléments horizontaux

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de la voûte ont été calculés pour supporter toute la charge de l'eau et les variations de température, l'effet d'encastrement du barrage ayant été négligé. Les tables de Lieurance ont été employées.

L'étude du barrage rehaussé a été effectuée en admettant le monolithisme entre l'ancien béton et le nouveau. Les dispositions nécessaires ont été prises à ce sujet. L'ouvrage construit en 1927 comportait, dans la paroi aval, des fers mais pas de rainures d'ancrage. Pour obtenir l'adhérence et la résistance au cisaillement, le programme de 1957 prévoyait un piquage (à la manière d'une gaufre) et un sablage total du parement. Un drainage a été prévu à la surface de raccordement entre l'ancien béton et le nouveau. Il était opportun que le nouveau béton fasse sa prise à une température voisine de celle du béton existant, sans s'élever notablement au-dessus.

Les devis ont été prévus pour l'emploi de béton normal, mis en œuvre à + 10° C ou de béton Prepakt, à une température plus élevée. Le choix a porté sur la « Intrusion Prepakt Inc. », à la fois pour le prix plus avantageux et pour la méthode proposée, permettant un meilleur accrochage, un retrait minimum et un échauffement plus faible. Le béton Prepakt est préparé par injection dans les vides formés par les gros agrégats, mis en place au préalable dans les coffrages. Les auteurs donnent des indications sur les mélanges, sur les résultats des essais sur éprouvettes cylindriques et sur les procédés de construction adoptés en 1927.

Des couples thermoélectriques ont été logés dans le barrage existant et dans le nouveau béton, afin d'obtenir des indications de température et de décider de l'emploi éventuel de la glace dans les nouvelles coulées. Le béton Prepakt, mis en place entre 10 et 20° C, atteignait des températures maxima de 30 à 35° C en 7 ou 8 jours, puis l'égalité de température avec l'ancien béton était réalisée en 30 jours environ. A 0,90 m environ de profondeur à la jonction entre le béton ancien et le nouveau, la différence maximum de température atteignait 8,4° C.

Des extensomètres ont été placés dans deux éléments horizontaux de la voûte, pour obtenir confirmation du monolithisme. Ces jauges étaient destinées à confirmer et à compléter les indications fournies par les couples thermoélectriques. Des lectures au soniscope et des carottes ont permis de déterminer les caractéristiques et l'état effectif du béton vieux de 30 ans. Des lectures ultérieures au soniscope permettront de vérifier l'accrochage entre le vieux béton et le nouveau.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 128

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

E. ROBERT DE LUCCIA
(U. S. A.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

EARTH DAM CONSTRUCTION IN A WET CLIMATE (*).

E. ROBERT DE LUCCIA,
Vice President and Chief Engineer,
Pacific Power & Light Company, Portland, Oregon.

INTRODUCTION.

The Swift hydroelectric project consists of Swift No. 1, being constructed by Pacific Power & Light Company, and Swift No. 2, being constructed by Public Utility District No. 1 of Cowlitz County, Washington. The project is situated on the Lewis River in the southern part of the State of Washington, about 50 miles northeast of Portland, Oregon. The downstream Yale (323 ft. high earth dam) and Merwin (313 ft. high concrete arch dam) projects of Pacific Power & Light Company were constructed in 1953 and 1931, respectively.

The Lewis River, typical of streams west of the Cascade Range, is fed by glaciers on Mount Adams and Mount St. Helens and by general snow melt and rainfall. Precipitation is heavy during the fall, winter and spring months, with generally light rainfall during the summer. Average annual rainfall at the project site is about 120 inches.

(*) *Construction d'un barrage en terre en climat très humide.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

SWIFT No. 1.

The dam is a rolled earth structure with vertical and horizontal rock drains and a rock toe and will contain 15 500 000 yd of material. It will stand 512 ft. above foundations and about 412 ft. above original

Fig. 1.

Swift hydroelectric project.
(1) Earth dam.
(2) Spillway.
(3) Powerhouse No. 1.
(4) Power canal.
(5) Powerhouse No. 2.

Le projet hydroélectrique Swift.
(1) *Barrage en terre.*
(2) *Barrage déversoir.*
(3) *Centrale électrique n° 1.*
(4) *Canal de charge*
(5) *Centrale électrique n° 2.*

stream bed. The dam crest, 2 063 ft. long, will be at elevation 1 012. Maximum water surface is elevation 1 000, providing total storage of 740 000 acre-ft. Usable power storage is 450 000 acre-ft. to minimum pool elevation 878. The power plant will have three units of 68 000 kW each.

SWIFT No. 2.

The discharge from Swift No. 1 power plant will flow to Swift No. 2 through a 3 1/2-mile canal which will be lined with selected impervious earth material throughout most of its length. Powerhouse No. 2 will have two units of 35 000 kW each.

GEOLOGY.

The bedrock at the dam site is of volcanic origin composed chiefly of interbedded tuffs, shaly tuffs, and tuffaceous agglomerate which was formed during an early episode of volcanic activity and is a remnant of the ancestral Cascade Mountains. Following this older volcanic activity, there was a period of relative quiescence during which these former mountains were extensively eroded. There followed a later volcanic episode which gave rise to enormous eruptions of basaltic lava, including the great lava flows so well exposed in the Columbia River Gorge and Snake River Canyon. An intricate drainage pattern was formed on this new topography, including deep gorges, many deeper than those which exist today.

Still later volcanic action gave rise to the present volcanic peaks of the area, such as Mount Hood, Mount Adams, and Mount St. Helens, which form the present Cascade Range. Interspersed with this latest volcanic episode came the advance and subsequent retreat of the glaciers. The topography was modified by glaciation, greatly accelerated erosion and deposits from the torrential glacial meltwaters, intermittent lava flows, explosive ejections, ash and other volcanic debris, and torrential mudflows from the volcanic cones when an eruption quickly melted the ice cap. The older canyons were frequently engulfed and buried, and the drainage pattern was extensively changed. Streams then proceeded to erode new canyons and valleys, sometimes exhuming the older buried valleys, but at other places cutting new channels in new positions.

Subsurface geologic studies and explorations consisted of reconnaissance geologic mapping, churn, rotary, and diamond drill holes, adits, trenches and seismic survey.

Figure 2 shows a geologic section of the dam site, which lies a short distance south of Mount St. Helens, the most recent of the volcanic peaks. At the dam site, the present Lewis River has cut into the ancestral tuff agglomerate, which underlies the left abutment, the floor of the canyon, and extends up the right abutment for a height of

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

about 200 ft. above streambed. The agglomerate is comprised of various size volcanic rocks in an ash matrix, compacted and cemented to form a substantial rock. The river channel is filled to a depth of about 200 ft. with sands, gravels and boulders. Behind the right abutment, the bedrock falls away and descends into a deeper ancestral canyon several thousand feet to the north, which is filled with volcanic debris and mudflows, largely derived from Mount St. Helens. This material also forms the upper portion of the right abutment.

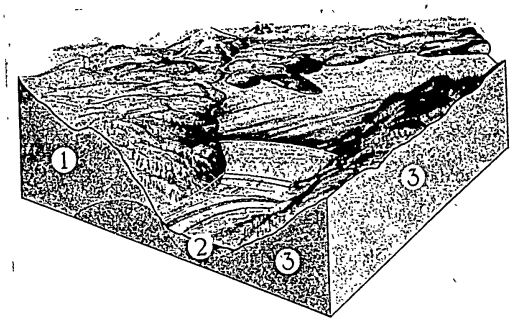


Fig. 2.

General geology at dam site

(1) Mudflow deposits
(2) Streambed deposits.
(3) Bedrock

Géologie des terrains à l'emplacement du barrage.

(1) *Terrains alluvionnaires.*
(2) *Terrains du lit de la rivière.*
(3) *Assise rocheuse.*

DESIGN.

Explorations for the dam involved determination of rock surface, characteristics of abutment and foundation materials and locating within economical haul distance 15 500 000 cu. yd of suitable embankment material. Preliminary explorations consisted of small diameter wash borings, churn drill holes and bulldozer cuts which established the

general configuration of rock surface and characteristics of overburden soils.

During the design phase, additional subsurface explorations were made to more accurately determine rock surface and obtain samples of foundation and borrow materials for laboratory testing. Small diameter wash borings and seismic surveys were employed to locate rock; 6-inch diameter undisturbed samples were obtained from rotary drill holes in the foundation materials, and 18-inch to 36-inch bucket augers were used to explore possible borrow areas. Additional bulldozer cuts were made at specific locations and an exploratory tunnel was excavated in the north abutment. Undisturbed samples of the finer materials obtained from the foundation explorations were tested for shear and consolidation. Material from the bucket auger explorations was segregated into piles according to field classification and protected with plastic cloth until the borrow areas were tentatively established and then sampled for mechanical analysis, shear, compaction and permeability tests.

Field classification and results of laboratory tests showed that all foundation and borrow materials were non-plastic and possessed high shear strength. Permeability varied from highly pervious streambed and alluvial terrace materials to relatively impervious mudflow and slopewash materials.

The most critical item involved in the design of the embankment was the selection of 15 500 000 cu. yd of material which could be placed in the embankment during a period of approximately 18 months under adverse weather conditions. There is no dry period at the Swift site, only periods of lesser precipitation; even July, the driest month, has an average rainfall of over one inch. Near continual rain or snow during the winter and intermittent periods of rain and overcast skies during the summer dictated the embankment design and selection of borrow materials.

To determine the best methods for handling the materials under wet weather conditions in addition to the usual engineering data on the optimum thickness of lift, best type of compaction equipment and number of passes a test embankment was constructed under simulated rainy conditions. This was accomplished by means of a " rainbird " sprinkler system, which has a capacity of two inches of simulated rainfall per hour. The test embankment showed that mudflow material having a silt content of as much as 15 % could be placed and compacted during relatively heavy rainfall, provided certain precautions were observed. These included excavating the borrow material from a near vertical face; grading, compacting and ditching the borrow area above the face of the excavation to minimize seepage of surface water down into the material; maintaining an adequate drainage slope on the embankment, operating the rolling equipment parallel to the slope to facilitate drainage; and compacting the material as soon as possible after placement to minimize the time that loose fill would be exposed to rainfall. Colored movies of the test fill operation were taken and

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

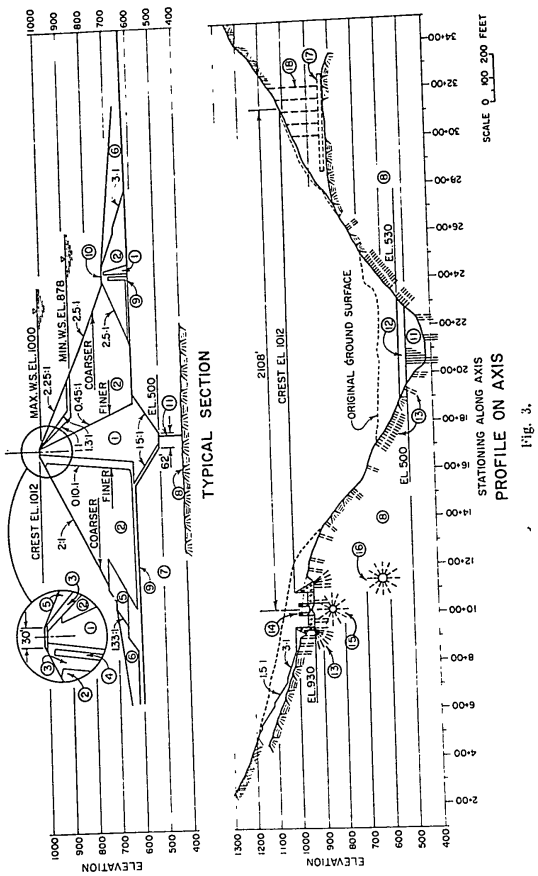


Fig. 3.

were shown to prospective bidders; also they were provided with the engineering data obtained.

The resulting embankment section designed to utilize the available materials is shown on figure 3. It consists essentially of an impervious core with random granular shells. The core material is identical to that in the shells, except that it is selected material containing a specified percentage of fines while the shells may contain pervious alluvial materials thus facilitating wet weather construction. Down-

LEGEND OF THE FIGURE 3

Section and profile of dam.

(1) Impervious core.
(2) Random granular shells.
(3) Sand and sand gravel transition.
(4) Processed drain material.
(5) Rock fill.
(6) Spoil material.
(7) Streambed materials.
(8) Bedrock.
(9) Drain.
(10) Cofferdam.
(11) Pile cutoff wall
(12) Concrete cutoff wall extension.
(13) Grout curtain
(14) Spillway.
(15) Power tunnel.
(16) Diversion tunnel.
(17) Drainage tunnel.
(18) Vertical sand drains.

Section et profil du barrage.

(1) *Noyau imperméable.*
(2) *Revêtements granulaires variés*
(3) *Couche de transition de sable et gravier.*
(4) *Matériau de drainage spécialement traité.*
(5) *Remblai rocheux.*
(6) *Matériau de rebus.*
(7) *Matériaux de rivière.*
(8) *Assise rocheuse.*
(9) *Drainage.*
(10) *Batardeau.*
(11) *Parafouille.*
(12) *Parafouille en béton.*
(13) *Voile d'étanchéité.*
(14) *Barrage déversoir.*
(15) *Tunnel de charge.*
(16) *Tunnel de diversion.*
(17) *Tunnel de drainage.*
(18) *Drains verticaux du remblai de sable.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

stream from the core is a nearly vertical drain zone consisting of highly pervious processed sandy gravel connected to drain blankets beneath the base and up the abutments of the downstream shell. This drain intercepts any seepage through the core or the abutments, thus preventing saturation of the downstream shell. The drain is protected by filters to prevent any piping of fines into the drain material. Rock available from required excavation is utilized to provide free-draining sections in the upstream face within the limit of drawdown and in a zone at the downstream toe of the dam. Borrow areas were designated in the construction plans and specifications for obtaining the selected core material, random shells including free-draining material for placement during heavy continuous rainfall and the filter materials.

Explorations in the river channel indicated 900 ft. of a heterogeneous mixture of water deposited materials consisting of sands, gravels, cobbles and boulders. The upper 50 ft. were highly pervious as determined by deep well pumping tests; and although the results of explorations and pumping tests indicated relatively impervious material in the bottom 100 ft., the difficulties of fully exploring the material throughout such great depths made it impossible to determine the composition of the streambed materials with complete assurance that no highly pervious channels exist.

Because of the heterogeneous foundation materials and the height of dam, a positive cutoff extending to bedrock was provided (*fig.* 4). The most practicable cutoff was a combination of an open cut for part of the depth and a cutoff wall extending below the bottom of the cut. The wall selected was essentially an " H " pile with interlocks at each corner formed by welding a 15-inch standard straight sheet pile sections on each flange of an 18-inch wide flange beam. This design provided considerable stiffness and strength in the event boulders were encountered during driving and when interlocked with adjacent pile sections formed cells having clear openings of about 14 × 16 inches. After driving, the cells were excavated and filled with tremie concrete to further strengthen the wall and make it watertight. A concrete wall 30 ft. in height was constructed above the piling to form a waterstop in the fill.

Above the cutoff wall the core is founded on rock to approximately elevation 800 on the north abutment and to the full dam height on the south abutment where a " wrap around " connection is made to a concrete gravity wall extension of the spillway structure. As rock does not occur above elevation 800 in the north abutment, the upstream and downstream slopes of the dam are flared to provide additional stability to the natural slopes. Natural draws are filled and ridges graded for distances of approximately 700 and 900 ft. upstream and downstream, respectively. The basic embankment design, consisting of an impervious blanket beneath the upstream shell and a pervious blanket beneath the downstream shell, is continued in the abutment flare. A drainage tunnel extends into the north abutment to intercept seepage in the immediate vicinity of the abutment, and vertical sand

drains from ground surface to the tunnel prevent seepage bypassing the tunnel due to stratification of the materials.

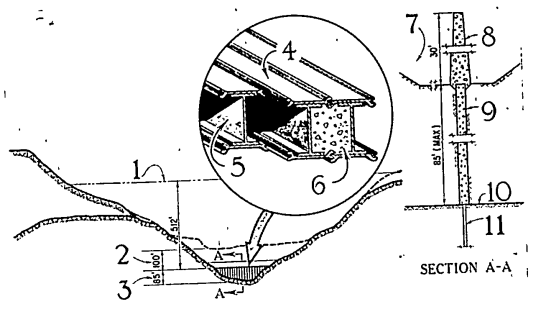


Fig. 4.

Foundation cutoff wall.

(1) Top of dam.
(2) Cutoff excavation below streambed.
(3) Pile cutoff wall.
(4) Steel sheet piling.
(5) Wide flange beam.
(6) Concrete.
(7) Impervious backfill.
(8) Concrete cutoff wall extension.
(9) Concrete filled steel cells.
(10) Bedrock.
(11) Grout curtain.

Parafouille de fondation.

(1) *Partie supérieure du barrage.*
(2) *Fouille en dessous du lit de la rivière.*
(3) *Parafouille.*
(4) *Palplanches en acier.*
(5) *Poutre fer I.*
(6) *Béton.*
(7) *Remblai imperméable.*
(8) *Extension du parafouille en béton.*
(9) *Cellules d'acier remplies de béton.*
(10) *Assise rocheuse.*
(11) *Voile d'étanchéité.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

CONSTRUCTION.

Construction was started in May 1956 with award of the diversion tunnel contract followed in July by the start of excavation for the cutoff. To protect against flooding during the winter rainy season, an upstream cofferdam 100 ft. above riverbed, was constructed using excavation from the cutoff trench together with borrow from a knoll immediately to the north of the cofferdam. To expedite construction of the cutoff, a temporary river diversion channel was excavated at the base of the south abutment. This allowed the cutoff excavation to be started several months before the diversion tunnel was completed and gained valuable time in the construction.

In August, a test embankment was constructed utilizing borrow from a mudflow deposit along Swift Creek. From the test embankment, the general construction procedures were determined and incorporated into the specification requirements for the dam contract. Also as a result of constructing the test embankment, it was established that the mudflow material, when properly handled, would be suitable for wet weather construction, although at that time it was anticipated the impervious core would be built up during the summer so that winter-time construction could be limited to placing alluvial materials in the granular shell zones.

The contract for the dam construction was awarded in October 1956 and the contractor started work in November, taking over the cutoff excavation and cofferdam construction operations under way at that time by another contractor. The cofferdam was completed to elevation 725 in November and the cutoff excavation was completed early in December 1956. Cutoff excavation suitable for fill and not utilized in the cofferdam was placed in the random shells. Driving of the pile cutoff wall followed, after which the pile cells were cleaned out and filled with concrete and the grout curtain was placed at the bottom of the wall forming a tight cutoff into the rock foundation. Above the pile cutoff wall, a concrete cutoff wall extension 30 ft. high was constructed.

In May 1957, backfilling of the cutoff excavation was started. By late July, backfill had been placed to the level of the original riverbed. The downstream rock blanket was placed and construction of the main dam above original river level was started. As shown on figure 3, the impervious core is stepped in at this level and carried up as a narrow core section. This allowed somewhat more leeway in borrow area operation by making available a large area in which to place materials not containing sufficient fines for the core.

The summer of 1957 was relatively dry and construction proceeded rapidly. Production increased each week as the working space between the previously placed upstream and downstream embankment sections became wider. The peak was reached in early September when over 66 000 cu. yd of embankment were placed in a single two-shift

day. The winter of 1957-1958 was relatively mild with very little snow and cold weather, although above average rainfall was experienced. There was no major shutdown on account of cold weather, although occasionally it was necessary to shut down for a shift or part of a shift, and on resuming work it was sometimes necessary to remove the snow or thin frozen layer from the fill before continuing with embankment placing. Embankment operations were shut down for total of about one week throughout the entire winter period as a result of cold weather. Embankment construction was curtailed in order to make scheduled overhauls of excavating equipment but continued throughout the rainy weather at a placing rate of about 20 000 cu. yd per day even in December 1957 when 26 inches of rain fell and in January 1958 when there were 21 inches of rainfall. The embankment is scheduled for completion in October 1958.

In the initial construction of the cofferdam and portions of the upstream and downstream shells, a 50-ton rubber-tired roller was used for compaction. As this roller had wheels mounted in pairs and a single load box, it had difficulty operating over the fill which contained rather large boulders. The specifications for the main dam contract were written to require each wheel of the 4-wheel, 50-ton rubber-tired rollers to be individually suspended in a separate oscillating load box, as shown in figure 5, thus affording more even coverage of the embankment surface. The impervious core and the upstream and downstream random granular shell sections are compacted with four passes, and the sand and gravel transition zones with two passes of the roller. In areas not accessible to the rollers, such as along the cutoff wall extension and near the abutments where the rollers cannot be maneuvered, power compaction with both tamping and vibrating compactors is used. In such areas, materials are spread in thin lifts and compacted to the same degree as obtained under the rubber-tired roller. In some areas where it is possible to completely saturate the material, internal vibrators of the type used for compacting concrete are used to compact the mudflow material (*fig.* 6). The compaction obtained from the internal vibrators is slightly greater than that obtained from the tamping type power compactors, although the difference is not sufficiently large to favor one type over the other. Throughout the construction, adequate compaction is easily obtained by four passes of the rubber-tired rollers, both in the granular alluvial material from the Lewis River streambed deposits and in the mudflow material from the Swift Creek borrow area as well as in the slopewash deposits. All materials compact easily over a relatively wide range of allowable moisture content, especially the mudflow and alluvial materials. During the dry summer months, it was found that adequate compaction could be obtained with as much as four per cent under optimum moisture. During the wet season, excess moisture was readily removed from the materials so that compaction above the acceptable limit could be obtained easily. In all cases, acceptable compaction is considered to be 95 % of the laboratory standard established for the project. While

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the specifications provided for additional rolling should it be found that adequate compaction could not be obtained with the specified four passes of the rubber-tired roller, there have been no occasions when material from either the borrow sources or the required excavations could not be compacted to 95 % or more when processed and rolled according to the specifications. Use of the heavy rubber-tired roller allows the borrow materials to be placed in relatively thick lifts. This results in a considerable economy by allowing the inclusion of boulders

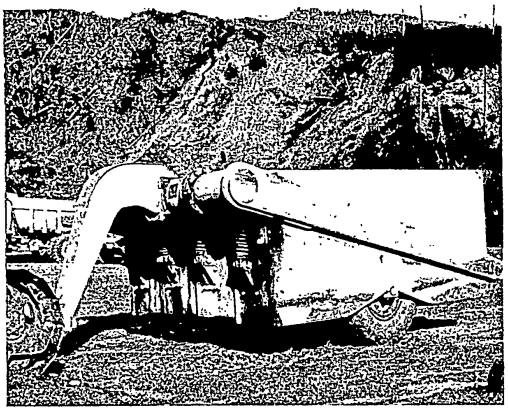


Fig. 5

Rubber tired roller used for compaction of embankment.

Rouleau à roues caoutchoutées pour compactage du remblai.

larger than would be permitted had other types of roller equipment been used, although the inclusion of the large boulders tends to make the surface of the fill rather rough which increases equipment maintenance and decreases operating efficiency. The mudflow materials are placed in 15-inch lifts and the alluvial materials in 24-inch lifts. Boulders larger than the lift thickness are removed from the fill and deposited in the downstream blanket for slope protection or the rockfill zones. Borrow materials are transported to the fill in an assortment of end dump and bottom dump hauling vehicles ranging in capacity from 10 cu. yd to 30 cu. yd each. After dumping, the material is spread by bulldozers to the desired lift thickness and brought to the proper moisture content prior to being rolled. During the summer

when dry materials were being placed, no scarifying was done to distribute water through the lift because of the difficulty of scarifying material containing large cobbles and boulders. This was permissible because the loose material readily absorbed the applied water and because the fill could be compacted adequately with a lower than normal water content.

A fully equipped field laboratory is provided for construction control and record testing. During construction, frequent tests are made to

Fig. 6.

Internal concrete vibrator used for compaction in areas where rollers could not operate.

Vibrateur de béton pour compactage intérieur dans les endroits où les rouleaux ne peuvent pas être utilisés.

insure the proper zoning of materials, especially in the impervious core material where permeability tests as well as gradation tests are made to insure an adequate proportion of fines and the desired range of permeability. Both the mudflow deposits and the slopewash materials range from relatively pervious to quite impervious. Thus, very close control of placing is required. Control of compaction is obtained by taking density tests in each lift, although as the work progressed and it was found how easily compaction was obtained, the frequency of sampling was decreased. While most of the materials excavated from borrow are relatively well graded, a close control of the transition

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

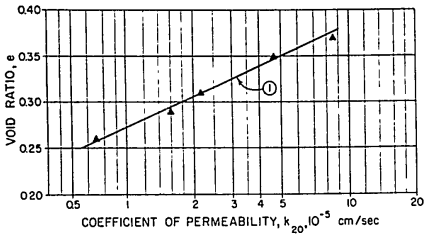
gradation between adjacent zones is maintained by frequent gradation tests.

For record purposes, shear tests are made in the random granular shell materials and permeability tests are made on samples from the impervious core. These tests are used for confirmation of the design values and adequately support the data obtained prior to construction. It is possible to obtain approximate permeability values while saturating the specimens for shear tests. This gives some indication of the relative permeability through the shell sections since ordinarily no permeability tests are made of material placed in the shell sections.

The laboratory standard of compaction is somewhat higher than usually used and consists of tamping soil passing the 3/4-inch sieve into a 6-inch mold in five layers, each layer being tamped with 18 blows of a 10-pound hammer dropped 18 inches. This laboratory standard was adopted after a study of the relationship between shear strength and density during the design of the embankment. In the field, density tests are made in each lift by the sandhole method in which the unit weight of the soil is determined from the weight of soil dug from a hole in the embankment and the volume of the hole which is determined by filling it with sand of a known unit weight. Permeability tests are made in a large diameter permeameter suitable for testing material smaller than three inches and in capillary permeability apparatus using material up to a maximum size of 3/4 inch. Shear tests are made on samples 6 inches in diameter by 12 inches high in a large triaxial machine especially constructed for the project. Shear tests are made on the minus 1-1/2 inch portion of the material.

The specification requirements limited material to be placed in the core section to not less than 12 % minus 200 in order to provide adequate control of permeability and in the early stages of embankment construction field control of the gradation requirements was directed toward that value. To permit more rapid placement of core material during wet weather, permeability tests were made to determine the acceptability of materials containing less than the specified 12 % fines. These tests indicated that the per cent fines could be reduced to 7 % without increasing the permeability. Accordingly, the lower limit for field control was decreased to 7 % of minus 200 material. With this decrease additional requirements were placed on gradation and a more rigid inspection procedure was instituted to insure the desired degree of water tightness in the impervious zone. Results of a typical permeability void ratio test are shown in figure 7. At the embankment void ratio the permeability of the material placed in the impervious core ranges from 1×10^{-5} to 5×10^{-5} cm/s. Permeability of the shell zones is higher, ranging up to well over 1×10^{-3} cm/s. Permeability of the processed drain ranges from 0.2 to over 50 cm/s. Typical gradation curves of the materials placed in each zone are shown in figure 8.

Materials are compacted to at least 95 % of the compaction obtained by the laboratory standard and this degree of compaction generally is easily obtained in the embankment. The granular shell sections



TYPICAL PERMEABILITY VOID RATIO RELATIONSHIP

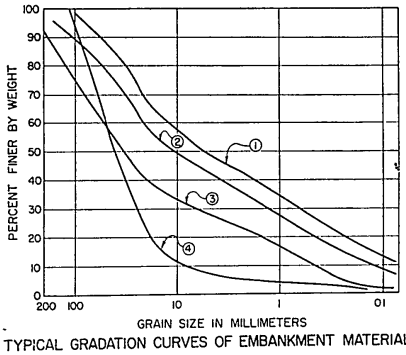
Fig. 7.

Typical permeability Void ratio relationship.

Perméabilité typique par rapport au volume des vides.

(1) Impervious core.

(1) *Noyau imperméable.*



TYPICAL GRADATION CURVES OF EMBANKMENT MATERIALS

Fig 8.

Typical gradation curves of embankment materials.

(1) Impervious core.
(2) Granular shell.
(3) Sandy gravel transition.
(4) Processed gravel drain.

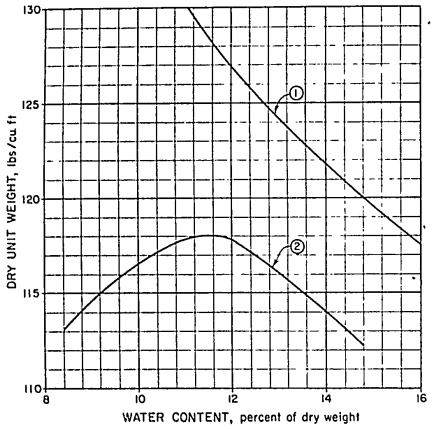
Courbes typiques du tamisage des matériaux de remblai

(1) *Noyau imperméable.*
(2) *Revêtement granulaire.*
(3) *Graviers sableux de transition.*
(4) *Drain en gravier traité.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

average 116 pounds/cu. ft. dry unit weight at a water content of 12 %, as compared with the maximum unit weight of 118 pounds/cu. ft. at 12 % optimum water content as determined by the laboratory test standard. The impervious core is nearly the same with an average unit weight of 117 pounds/cu. ft. at a water content of 10 % as compared with a maximum of 119 pounds/cu. ft. at 12 % optimum water content.



TYPICAL COMPACTION CURVE

Fig. 9.

Typical compaction curve.

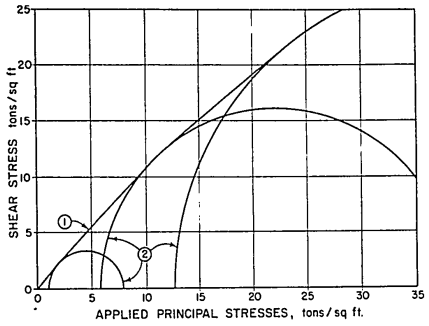
(1) Zero air voids curve.
(2) Unit dry weight of 3/4 inch material.

Courbe typique du compactage.

(1) *Courbe Z. A. V.*
(2) *Unité de poids sec pour un matériau de 3/4 pouce.*

The average compaction of both zones is 98 % of the laboratory standard. A typical compaction curve of the mudflow material is shown in figure 9. One of the borrow areas containing pumice yields somewhat lighter material and the density ranges in the neighborhood of 106 to 108 pounds/cu. ft. at moisture contents of 18 to 16 % as compared with the laboratory maximums of 109 to 111 pounds/cu. ft. at optimum water contents of 17 to 16 %. Tests in the embankment indicate no detectable difference in density between the top and bottom of the lift.

Shear strength of the volcanic mudflow material and the alluvial deposits as well as the lighter weight materials is high as shown in the typical shear strength curve in figure 10. The embankment materials have no cohesion; due to the extreme angularity of the particles, the angle of internal friction is in the range of 45°. Use of this extremely high strength material materially reduced the volume of fill necessary for stability in the dam and the lack of plasticity, coupled with the low permeability of the high fines material from the mudflow deposits,



TYPICAL SHEAR STRENGTH

Fig. 10.

Typical shear strength

(1) Shear strength envelope.
(2) Mohr circles.

Résistance typique au cisaillement.

(1) *Résistance au cisaillement dans un certain périmètre.*
(2) *Cercles de Mohr.*

results in a material which is suitable for wet weather placement in the impervious core section. There is no particular problem in wet weather placement of the more pervious random granular materials in the shell zones.

The heavy rainfall of the area, about 120 inches annually, normally would preclude the construction of an earth dam during the wet winter months. However, the well graded, high strength mudflow material available in one of the borrow areas is extremely easy to compact even when completely saturated as demonstrated by the fact it could be compacted by internal concrete vibrators. Coupled with the special construction techniques developed on the project, this material allowed

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

the satisfactory prosecution of the embankment, including the core, throughout the entire rainy winter season of 1957-1958. Early construction of the test embankment had shown that the volcanic mudflow material was suitable for wet weather operations, although as the job progressed it became evident that the material could be worked in even greater amounts of rain than had been anticipated previously. The special techniques for wet weather placing consist of measures for minimizing the water content of the soil. The embankment materials are required to be drained both in the borrow areas and on the embankment, and placement is required in a manner which eliminates excess water in the fill. With the approach of the winter rainy season, borrow operations were rearranged to restrict excavation to mudflow materials workable in wet weather. Also, the central part of the dam was constructed higher than the outer shells with the slope of the placing area pitched as steeply as 8 to 10 %. This allowed rapid drainage of the fill and minimizes the inclusion of water in the embankment. In addition, placement is arranged so as to be in a direction perpendicular to the axis of the dam in the shell zones, although the impervious core is required to be placed in a direction parallel with the axis to prevent the formation of more pervious zones through the core due to segregation or washing. Rolling is generally in the same direction as placement and this allows drainage down the roller tracks and the development of small pervious fingers which extend from the outside slopes well into the random granular shell embankment as a result of fines washing out during runoff. It was found that the work could be prosecuted more easily in heavy rains of two or three inches per day than in the slow, steady rains of relative light intensity. Heavy rains quickly develop surface drainage permitting rapid runoff while slower rains tend to soak into the fill. While it was attempted to keep the fill drained at all times to minimize the inclusion of water into the fill prior to compaction, there were occasions when a lift, or a portion of a lift, became completely saturated, either as a result of exposure to excess amounts of water in the borrow area or after being spread on the fill and prior to rolling. Even when the fill became completely saturated, the materials could be worked satisfactorily provided the excess water was eliminated by additional manipulation such as by track walking the spread lift with a crawler-type tractor preferably having no cleats on the tracks. Track walking consists of covering the entire surface of the fill successively with the treads of a crawler tractor as shown in figure 12. The combination of vibration and slight pressure of the tractor, coupled with the slope of the fill, allows the excess water to escape and run off on the surface. During wet weather a thin slush sometimes forms under the action of traffic on the surface of the fill. This is found to be not detrimental and a new lift can be placed on the slush without danger of creating an overly wet condition in the new lift. Figure 11 illustrates this condition. During the winter season, the area of placement was sufficiently large to allow the additional time required for manipulation and the rate of placement,

about 20 000 cu. yd per day, was sufficiently low to allow full drainage of each lift as it was placed and rolled. This, of course, aided in the dissipation of pore pressures. In general, lifts were started at the center of the embankment and carried toward the shoulders. As material was placed down the rather steep slope of the work area, the lower part of each successive lift absorbed water running off of the already placed lift and the soil tended to become appreciably wetter

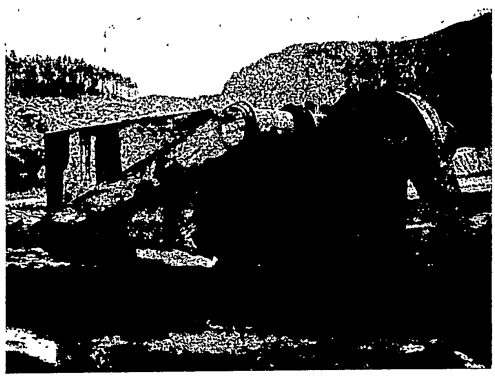


Fig. 11.

Rubber tired roller in thin slush formed under the action of traffic. Note the roller does not sink into the fill even though the fill appears to be excessively wet.

Rouleau à roues caoutchoutées opérant dans la boue formée par le trafic. Notez que le rouleau ne s'embourbe pas même lorsque le remblayage est excessivement humide.

approximately two-thirds of the distance from the center to the shoulder. This area often became soft under traffic and required manipulation to decrease the water content to an acceptable value prior to rolling. Three methods were used to stablize soft spots which developed in the fill. The most common method was merely to allow sufficient time for the fill to drain to the proper water content prior to rolling. This was normal practice and could be accomplished satisfactorily in nearly all cases. In soft spots which persisted through the normal embankment operations, it was necessary to manipulate the fill by track walking to decrease the water content. If track walking did not satisfactorily

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

decrease the water content, stubborn soft spots were removed and the wet material was spread in a thin layer on an adjacent area after which

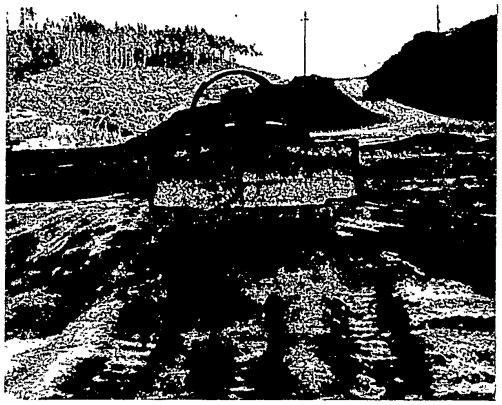


Fig. 12.

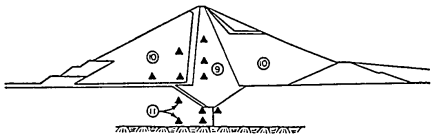
Track walking embankment to decrease water content prior to rolling.
Remblai de route pour diminuer l'humidité avant « roulage ».

coarse grained material was spread and mixed into the wet material so the combined lift could be compacted satisfactorily in the normal manner. Very few of the soft spots required this special treatment.

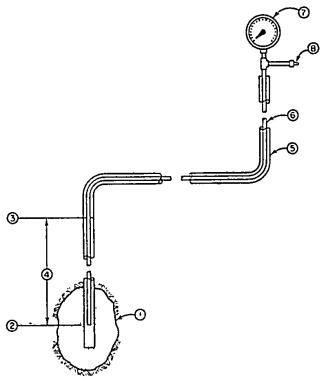
LÉGENDE DE LA FIGURE 13

Emplacement et détails des piézomètres.

(1) *Poche de sable dans le remblai ou fondation.*
(2) *Partie inférieure de la conduite d'air.*
(3) *Niveau d'eau piézométrique.*
(4) *Pression piézométrique*
(5) *Tuyau plastique.*
(6) *Tube plastique*
(7) *Manomètre*
(8) *Entrée d'air.*
(9) *Noyau imperméable.*
(10) *Revêtements granulaires variés.*
(11) *Emplacements des piézomètres.*



PIEZOMETER LOCATIONS
SCALE 0 100 200 FEET



PIEZOMETER DETAIL

Fig. 13.

Piezometer location and details.

(1) Sand pocket in embankment or foundation.
(2) Bottom of air tube.
(3) Piezometric water level.
(4) Piezometric pressure.
(5) Plastic pipe.
(6) Plastic tube.
(7) Pressure gage.
(8) Air inlet.
(9) Impervious core.
(10) Random granular shells.
(11) Piezometer locations.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Consolidation occurs very quickly even in the impervious core section, thus dissipation of pore pressures is quite rapid. This was indicated during excavation of the cutoff trench when materials excavated under water and loaded into vehicles in an almost liquid condition settled and consolidated during the transportation to the dumping point to such an extent that it was difficult to dump the load. Water would rise to the top with the soil settling into a dense state in the bottom of the truck. Also, early in the construction of the cofferdam, a piezometer was installed in extremely wet core material which registered only two feet of pore pressure upon the addition of about 10 ft. of fill in a period of 24 h. The two feet of excess pressure rapidly dissipated. As a result of these experiences early in the construction, there was no concern over the development of pore pressure in the shell sections or even in the impervious core. As shown in figure 13, piezometers are installed in the foundation and embankment mainly to check the effectiveness of the cutoff and the embankment drains but also to provide for observation of possible pore pressures. The piezometers have shown no pore pressure development whatever during the construction period to date. Even in the relatively impervious core section the maximum pore pressure has been in the neighborhood of 4 to 6 p. s. i. As shown in detail on figure 13, the piezometers are of the double tube type in which pore pressure at the tip is measured by slowly introducing air into a small tube. The piezometric head is determined when the air has fully displaced water from the small tube as indicated by no further rise in the gage pressure.

SUMMARY.

The Swift Hydroelectric Project on the Lewis River in the southern part of the State of Washington is the third in a series of hydroelectric projects harnessing the Lewis River. The project includes a rolled earthfill dam 512 ft. above lowest foundation excavation, spillway, power tunnel, a 3-1/2 mile power canal and two powerhouses with a total nameplate capacity of 274 000 kW.

Materials available for construction of the 15 500 000 cu. yd embankment include mudflow deposits containing 5 to 20 % silt sizes readily available to the dam site and limited quantities of river deposited sand and gravel more remote from the dam site. As available materials possess high structural strength and design provided for internal drainage within the embankment, relatively steep embankment slopes were possible. One of the principal design problems was to provide construction materials which could be placed during extended periods of heavy rainfall. A test embankment constructed under simulated rainy conditions demonstrated that the mudflow materials could be placed during relatively heavy rainfall, provided certain precautions were observed.

An unusual pile cutoff wall extends 85 ft. below a 100 ft. excavation to a tight contact with bedrock.

Heavy rubber-tired rollers are used for compacting materials in lifts up to two feet thick. Where rollers cannot operate, compaction is accomplished by power tampers. Even the more imperious material is easily compacted, and it is possible to obtain adequate compaction in all of the embankment materials over a wide range of water contents.

A placing technique was developed which allowed embankment construction throughout the winter rainy season in an area of heavy rainfall. The fill is placed in such a manner as to minimize inclusion of water into the fill and provide the maximum of drainage. In addition, the material is manipulated by construction equipment when overly wet to decrease the water content and allow satisfactory compaction.

A field laboratory was established for controlling placement of the available materials in the proper zones and the compaction of the embankment. Record tests are made to determine the degree of permeability of the core and the shear strength of the shell materials.

Piezometers are provided in the foundation to measure the effectiveness of the cutoff and in the embankment to measure the effectiveness of the internal drain. They also show that no pore pressures are being developed in the unusual embankment material even when placed under extremely wet conditions.

RÉSUMÉ.

Le projet hydroélectrique « Swift » destiné à la rivière Lewis dans le Sud de l'État de Washington, est le troisième d'une série d'ouvrages hydroélectriques situés sur cette même rivière. Le projet comprend un barrage de terre compactée d'une hauteur de 154 m au-dessus de la partie inférieure des fouilles, un barrage déversoir, un tunnel de charge, un canal d'amenée de 5 600 m de longueur et deux centrales électriques ayant une capacité nominale totale de 274 000 kW.

Les matériaux disponibles pour la construction du remblai de 11 800 000 m³ comprennent des terres d'alluvions contenant de 5 à 20 % de limon, terres qui se trouvent sur place, et des quantités limitées de sable et graviers de rivière qui se trouvent plus éloignés de l'emplacement de barrage.

Ces matériaux possèdent une grande force de cohésion, ce qui a permis, avec l'adjonction d'un système de drainage intérieur approprié, la construction d'un remblai à parois escarpées. Le problème de construction le plus important a été d'avoir des matériaux qui puissent être mis en place pendant des périodes de fortes pluies.

Un remblai d'essai, construit sous des conditions simulées de pluie, démontra que les matériaux alluvionnaires pourraient être mis en place pendant de fortes précipitations atmosphériques pourvu que certaines précautions soient observées.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Un nouveau type de parafouille s'étend jusqu'à 25 m au-dessous d'une fouille de 100 m de profondeur, assurant ainsi un bon contact avec l'assise rocheuse.

Des rouleaux à roues caoutchoutées de type lourd sont employés pour compacter les matériaux en couches ayant jusqu'à 60 cm d'épaisseur.

Là où les rouleaux ne purent pas être utilisés, le compactage est effectué par damage. Les matériaux les plus imperméables sont de cette façon aisément compactés et il est possible d'obtenir un compactage adéquat pour tous les matériaux de remblai ayant des pourcentages variables d'humidité.

Un laboratoire fut établi sur le chantier pour contrôler la répartition adéquate des matériaux à l'intérieur du remblai ainsi que leur compactage. Des essais sont faits pour déterminer le degré d'imperméabilité du noyau ainsi que la résistance au cisaillement des matériaux de revêtement.

Une technique de répartition des matériaux a été mise au point, qui permet la construction du remblai pendant la période des pluies, et ceci dans une région de fortes précipitations. Le remblayage est fait de telle manière qu'il permet le drainage maximum tout en minimisant l'absorption d'eau dans le remblai. De plus, le matériau est manipulé par des machines quand il est excessivement mouillé de façon à diminuer le pourcentage d'humidité et à assurer un bon compactage.

Des piézomètres sont installés en divers endroits pour mesurer l'efficacité du parafouille dans la fondation, et celle des drains internes dans le remblai. Ils servent également à s'assurer qu'il n'y a pas de pression d'eau interstitielle dans ce matériau de remblai très spécial, même lorsque celui-ci est soumis à des conditions d'humidité extrêmes.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

152903-58 Paris. — Imp. GAUTHIER-VILLARS, 55, quai des Grands-Augustins.
Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 129

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. R. CHUGAEV
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

INFLUENCE OF THE UPLIFT PRESSURE ON DEFORMATION AND STRESSED CONDITION OF DAMS (*) (1).

R R. CHUGAEV,
Doctor of Technical Science,
Professor of the All-Union Scientific Research Institute of Hydrotechnics.

The so-called " uplift " pressure is known to be one of the main forces acting on a dam.

Without elucidating the uplift problem it is difficult to discuss deformation and stresses obtaining in a dam, it is hardly possible to work out efficient methods of measuring them, and, finally, it is impossible to draw exhaustive theoretical conclusions.

The uplift problem belongs to those questions which possess a superficial simplicity, but which are complicated enough in reality. During the last sixty years that problem was considered by a number of authors (viz. Brennecke, N. N. Pouzyrevsky, N. M. Gersevanov, M. Levy, K. Terzaghi, S. Leliavsky, M. M. Grishin, O. V. Vyasemsky, G. M. Mariupolsky, B. P. Reltov, G. M. Lomize, etc.). But due to the

(*) *Influence de la sous-pression dans les déformations et les contraintes des barrages.*

(1) This work was carried out at the All-Union Research Institute of Hydrotechnics, Leningrad, U. S. S. R.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

complexity of the problem, the conclusions were contradictory or open to question.

Bearing this in mind we made it our object during the period 1933-1947 to consider the problem in detail, and to find objective data to elucidate those controversial points, which, we are sorry to say, are still discussed in current literature. Before making any experiments or carrying out suitable measurements, we consider it necessary to clearly represent all the mechanical problems connected with the uplift question. Some of our considerations and arguments were published (R.1-8).

Below we give only a brief statement of these principles.

1. GENERAL PRINCIPLES.

The problem of uplift pressure and loss in weight of immersed porous bodies can be solved correctly only through solving a special problem viz. that of the statics of a saturated porous body. Only after considering the latter problem one may evolve a correct method of procedure for experiments serving to determine the physical characteristics of porous bodies.

While working out the problem it is necessary first of all to introduce the concepts of two different kinds of saturated porous bodies (R.3) :

1. *The point-contact* (or *discrete body*) (*fig.* 1);
2. The so-called " *slitnoye* " porous body (*fig.* 2 *a*).

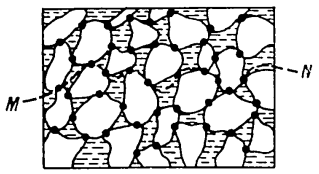


Fig. 1.

In the case of a point-contact body it is possible to draw a certain surface in such a way that it should not intersect the material of the particles, whereas in the case of a " slitnoye " porous body the surface would, on the contrary, always intersect the material of the particles, forming its body or that of the *watertight* contacts, which exist between the separate particles (these contacts are shown in figure 2 *a* by heavy lines).

If the above-mentioned watertight contacts are regarded as one with the body of the particles (fragments) forming the given porous body, then the body will take the form schematically depicted in figure 2 *b*, where the water-filled pores communicating with each other are shown by horizontal hatching, while the blank spaes denote the solid body.

In case of the *point-contact* body (*fig.* 1) the uplift pressure and the loss in weight of an immersed body must be always fully taken into account according to Archimedes' principle.

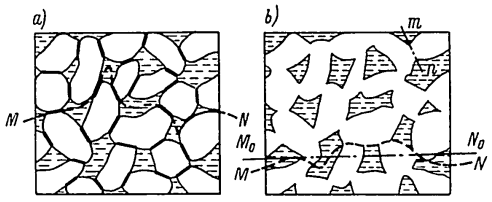


Fig. 2.

Everyone agrees as to this point so we need not dwell on it. The relation between all the contact areas and the total area of the given surface MN we will designate by the *coefficient of surface porosity* :

$$\varkappa = \frac{\Omega - \Sigma \omega_n}{\Omega},$$

where Ω is the area of the projection of section MN (e. g. on a horizontal plane) in the direction $M_0 N_0$, ω_n is the area of the projection on the same plane $M_n N_n$ of each watertight contact intersected by the given surface MN.

2. TOTAL HYDROSTATIC PRESSURE ACTING ON THE SKELETON OF A POROUS BODY.

Let us depict in figure 3 a certain watertight massif body resting on a " slitnoye " porous body.

Let us draw a section MN through the contacts of the " slitnoye " porous body (as shown in the drawing) calling the solid body above the section MN the body to be calculated. We shall limit ourselves to finding only the vertical component W, of the total hydrostatic pressure acting on *the body to be calculated*.

In order to find W, let us suppose that the contacts along the line MN are cut, and thus water is free to reach the areas ω (*fig.* 3) belonging to the *body to be calculated*.

Due to the cutting of contacts along the line MN the body to be calculated will be surrounded by water on all sides. The force W,,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

determined under the assumption that the contacts along the line MN are cut, will be equal to the ordinary loss in weight of an immersed body calculated using the Archimedes' principle

$$W_a = \gamma v \qquad (2)$$

where γ is the volumetric weight of water; v is the volume of water displaced by the body to be calculated.

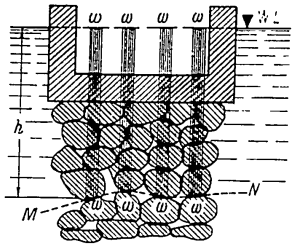


Fig. 3.

Let us denote by *contact pressure bodes* the stress sheets (epures) expressing vertical pressure on the areas ω belonging to the *body to be calculated* (water is free to reach the areas ω after we assume that the contacts along the line MN are cut). These stress sheets (epures) are covered with vertical hatching in figure 3. Let us denote the total weight of the contact pressure bodies by Σg.

After that let us again imagine that the contacts we have supposed to be cut along the line MN have become watertight once more. Then the force to be termined (W_1) acting on the body to be calculated is reduced by the value of the pressure which acts on the areas ω, i. e. it will become smaller by the value Σg. Hence it is clear that the calculated vertical component of the total hydrostatic pressure acting on the body to be calculated which is limited from below by the surface MN is equal :

$$W_1 = W_a - \Sigma g = W_a - \gamma h \Sigma \omega_1 = W_a - (1 - \alpha)\Omega\gamma h \qquad (3)$$

where h is depth of immersion of the surface MN from the water level, i. e. it is the height of the *contact pressure bodies* : $\Sigma\omega_1 = (1 - \alpha)\Omega$ minus the area of the horizontal section of all the contact bodies, Ω denoting the horizontal projection of MN. It is evident from (3) that the vertical component of the total hydrostatic pressure W_1 acting on the " slitnoye " porous body depends on the coefficient α *of the surface* MN *which limits the body to be calculated from below.* When MN is displaced

even infinitestimally the value of W_1 may change greatly in case the displacing greatly affects the coefficient α of the calculated section MN. Thus it becomes clear that the vertical component of the total hydrostatic pressure must be always associated with a definite section MN limiting the *body to be calculated* from below (R.3).

If we represent in figure 4 a hypothetic scheme of a porous body (the skeleton of which is covered with vertical hatching) and drew the

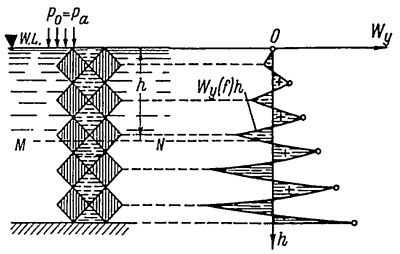


Fig. 4.

section MN at different depths h, then we can assume that the loss in weight of the immersed *body to be calculated* (situated above MN) will change depending on the depth of h as shown on the graph in figure 4.

3. THE VERTICAL COMPRESSIVE FORCE IN THE SKELETON OF THE SOIL.

Let us represent in figure 5 a certain monolith massif ABCD placed on a foundation made of a " slitnoye " porous body. Let us draw a strictly horizontal section $M_0 N_0$ along which we will draw our *calculated* cross-section MN interesting only the pores and the contacts between the separate particles.

Let P_1 be the vertical force transferred by the *body to be calculated* on its *foundation* through the section MN.

To compute the force P_1 we will use a method widely used in mechanics, i. e. *the sectioning method* (*fig.* 6) (when a part of a structure lying on one side of a given cross-section is cut eff in imagination, its action on the remaining part of the structure being substituted by corresponding forces). It is evident that we can write the following equilibrium equation for *the body to be calculated* :

$$G - W_2 - R_1 = 0 \qquad (4)$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

where G is the weight in the air of the body to be calculated; W_v is the vertical component of the total hydrostatic pressure (in section 2) acting on the body to be calculated; $R_v = \Sigma r_v$ is the vertical reaction of the cut off part of the " slitnoye " porous body. P_v being equal to R_v we can write that the *absolute* value of the force P_v, with which the body to be calculated is pressed to its foundation along the line MN, is equal :

$$|P_v| = G - W_v \tag{5}$$

or taking into account (3)

$$|P_v| = G - W_a + (1 - \alpha)\Omega\gamma h = G + mV'\gamma - W_a \tag{6}$$

where m is the porosity coefficient of the soil; V' — the volume of the soil between the base of the massif DC and the section MN; $mV'\gamma$ is the weight of water in the pores of the soil;

$$W_a = \alpha\Omega\gamma h \tag{7}$$

W_a may be called *the uplift pressure in the given calculated cross-section* MN. It is clear that if the calculated section MN is drawn near the base DC of the absolutely watertight massif, the value $mV'\gamma \approx 0$.

As we see from the above the force P_v pressing the calculated body to its foundation depends on the coefficient α of the given calculated cross-section MN, i. e. the value P_v, and the value W_a as well, will be different for different calculated sections MN drawn in the base (if these sections have different α coefficients) (R.3).

Wishing to determine the maximum value of W_a and the minimum value of P_v, we must chose among the many possible sections MN the one which is characterized by *the maximum value of* α.

4. TWO GENERAL PRINCIPLES CONCERNING DEFORMATIONS NOT AFFECTING THE STRENGTH OF THE " SLITNOYE " POROUS BODY.

Let us consider a " slitnoye " porous body in figure 2 assuming that the liquid in the pores of the body is subjected to a constant uniform pressure p (R.4). We shall not take into account the own weight of the " slitnoye " porous body. It is evident that the three-dimensional uniform pressure p acting on the side surface of the porous body with the intensity p will induce *only compressive* forces in the body itself (there will be no tangential stresses in the skeleton of our " slitnoye " body).

In connection with the above we can state that the stress distribution in the skeleton of our " slitnoye " porous body won't be changed in the least by cutting an imaginary cross-section in the " slitnoye " porous body (*fig.* 2 *b*) along the line $m - n$ (along which liquid will penetrate into it under the pressure p). The stress distribution will remain the same both in the region of the section mn, and at a distance from it. Hence, it is evident that the stress distribution in the skeleton of the " slitnoye " porous body will not be changed in the least in case we cut the skeleton of the body into tiny particles by many sections (surfaces) mn (thus forming point-contact bodies).

We can draw from the above the following two conclusions :

First conclusion. — No deformations result in the " slitnoye " porous body through changing the magnitude of the water-tight contacts (when cutting them by imaginary sections) if p remains constant.

Second conclusion. — When the hydrostatic pressure p in the pores of the " slitnoye " porous body becomes larger (and α = const.) then will be only deformations resulting from *three dimensional compression* of the material of the skeleton (under the influence of the greater three-dimensional pressure p), while there will be no deformation whatever of the shape of the skeleton itself. Remembering that the deformation of the volume of the skeleton may be considered negligible (e. g. the diminishing of the volume of quartz due to the increase of three-dimensional hydrostatic pressure) it should be assumed that the " slitnoye " porous body practically does not undergo any deformation with the change of hydrostatic pressure in its pores.

On the base of the conclusions stated above we evolve the following two principles :

First principle. — While calculating the settling of the ground (and in calculating other deformations of the " slitnoye " porous body which do not affect its strength) it is always necessary to use the coefficient $\alpha = 1$ independently of the actual value of α (i. e. it necessary to cut all the contacts by imaginary sections, thus changing the " slitnoye " porous body into a point contact body; we must bear in mind that the above mentioned cutting of contacts will not in the least change the stressed condition of the skeleton of the porous body).

Second principle. — In determining the coefficient α empirically it is impossible to try to find the numerical value of that coefficient from measuring any deformations of the skeleton of the porous body. We must remember that there is no connection whatever between the value of α and deformations not affecting the strength of the porous body.

5. DIFFERENT KINDS OF WATERTIGHT CONTACTS.

Generally speaking when considering different " slitnoye " porous bodies (concrete, clay) one might assume that there exist three kinds of contacts as enumerated below (R.3) :

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

a. a " *dry* " watertight contact which obtains as a result of pressing or grinding together two different solids;

b. a contact made by a filament of " solid " water, i. e. water filling a very narrow interstice between two solids;

c. a contact made by a solid when all the particles (fragments) of the porous body form a *single* solid body of the kind represented in figure 2 *b*.

It should be noted that the probable existence of sucha " dry " contact as mentioned above is very doubtful. This question must be settled only by adequate experiments.

Contacts made by " solid " water may be of interest only on condition that " solid " water (which is able to resist tangential stresses when at rest) does not transfer pressure according to the hydrostatic principle. If the coefficient of lateral pressure for " solid " water is equal to 1.0 then, naturally, the " slitnoye " porous body with such contacts should be regarded as a point-contact body. The question about the lateral pressure on " solid " water can be solved only by experiment.

6. STRENGTH OF A POROUS BODY HAVING DRY CONTACTS.

It is evident that the " slitnoye " porous body having dry contacts will resist tangential stresses along a certain surface MN drawn along a horizontal section $M_0 N_0$ (*fig.* 5). The value of the force T resisting such shear at the moment of critical equilibrium will be equal (according to Coulomb) :

$$T = f P_y + \Omega c \tag{8}$$

where f and c are respectively the coefficient of friction and the specific force of cohesion. Ω is the area of the displacement of the surface; P_y is the force with which the calculated body is presented to its base (*see* section 3). Substituting in (8) P_y according to (6) the expression becomes (R.2) :

$$T = [G + m V' \gamma - W_0] f + \Omega c \tag{9}$$

or neglecting the value $m . V' \gamma$ and substituting instead of W_0 its expression in (7) we have :

$$T = [G - \alpha \Omega \gamma h] f + \Omega c \tag{10}$$

It is evident from the equation that resistance to tangential forces depends on the coefficient α referring to the surface of displacement. It is equally easy to show that tensile resistance also depends on the coefficient α referring to the surface of rupture.

A more detailed analysis of the problem in hand enabled us to draw the following conclusions (R.2, 4, 5, 8).

1. The strength of a „ slitnoye " porous body with dry contacts increases when the hydrostatic pressure in its pores becomes greater.

2. Active pressure of the soil on the abutment wall must depend on the numerical value of α referring to that region of the soil which is situated in the vicinity of the displacement; the numerical values of α referring to the contact area between the wall and the soil can have no influence on the numerical value of active pressure. The

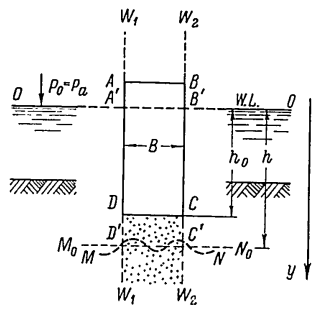


Fig. 5.

coefficient α referring to the contact area between the dam foundation and the soil does not influence the depth of dam foundation in the least; when calculating the depth of the foundation it is necessary to take into account the numerical value of α referring to the region where the probable displacement of the soil will take place. In determining the stability of slopes along cylindrical surfaces the coefficient $\alpha < 1$ should be taken into account only when computing passive forces resisting shear.

3. The numerical values of α (in case we have " *dry* " contacts) can be determined by experiment using the following procedure.

Three equal specimens of a given " slitnoye " porous body must be tested under various hydrostatic pore pressures $p = \gamma . h$. They must be tested for instance by shear until failure occurs. Every *failure* will have a corresponding equation (10). As a result we can write using (10) a system consiting of three equations in a general case :

$$\begin{cases} T_1 = [G_1 - \alpha \Omega p_1] f + \Omega c. \\ T_2 = [G_2 - \alpha \Omega p_2] f + \Omega c. \\ T_3 = [G_3 - \alpha \Omega p_3] f + \Omega c. \end{cases} \tag{11}$$

The given system of equations will contain three unknown quan-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tities a, f, c. Solving the system we shall find the coefficient α beside the values of f and c (2). It is necessary to stress that a is a value in a certain sense quite analogous to the values of f and c; α is the *third* coefficient characteristic of the strength of a given porous body, one which is supplementary to the coefficients f and c.

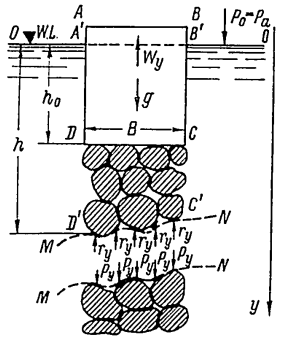


Fig. 6.

If the equations (11) refer to the displacement of a massifsif, the upper part of which is not submerged (*fig.* 6), then in case there is hydrostatic pressure on the surface AB of the specimens (*fig.* 6), i. e. on condition the specimens are submerged we must re-write the equations (11), neglecting the own weight of the specimens and they assume the following form :

$$(11') \qquad \begin{cases} \tau_1 = [\sigma_1 + (1-\alpha)p_1]f + c, \\ \tau_2 = [\sigma_2 + (1-\alpha)p_2]f + c, \\ \tau_3 = [\sigma_3 + (1-\alpha)p_3]f + c \end{cases}$$

where τ and σ are respectively the tangential and the vertical stresses at the moment of critical equilibrium of the specimen being tested.

When determining f and c experimentally we usually draw through a number of points a straight line $\tau = F(\sigma)$, and find the values of f and c by examining the line. In case we want to find additionally the value of the coefficient α, it is necessary to draw additionally to the coordinate axes τ and σ a *third* one p (*fig.* 7). Then we draw not a straight line, but a *plane* (*see* plane ABCD in figure 7). The tangent

(2) Using the same general principle, the experiment may be modified, e g. saturated specimens may be tested, also specimens having a watertight shell, etc.

of the angle of incidence of the plane of the axis (τ) will give us the value of f; a part of the straight line on the axis (τ) will give us c; and finally the tangent of the angle of incidence of the given plane to the axis (p) will give us the value $(1-\alpha)$ from which it is possible to determine α.

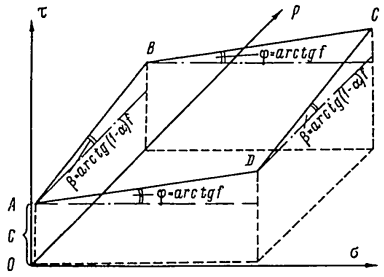


Fig. 7.

7. STRENGTH OF THE SLITNOYE POROUS BODY WITH SOLID CONTACTS.

In case we have solid contacts (*fig.* 2 *b*) the strength of which can be expressed by the Coulomb equation (8) (with the same values of f and c or with different ones) the uplift pressure is computed by the same method as the one used for " dry " contacts (section 6). In case the contacts are formed by solids (3) (*fig.* 2 *b*) the strength of which cannot be expressed by the equation (8), the question of computing the uplift pressure resolves itself into the question of the relationship of the strength of the above-mentioned solid with the magnitude of the three dimensional uniform pressure distributed equally across the whole surface of the monolythic (non-porous body) made of that solid substance (R.8). For the solid forming the contacts the strength of which practically depends on the uniform pressure, the uplift pressure must be computed taking into account the magnitude of the contacts.

We will give here only a simplified demonstration of the above-mentioned.

Let us draw in figure 8 a hypothetical scheme of the " slitnoye " porous body. Let us suppose the body to be subjected to tensile stresses by the force F up to the point when it fails along the section MN. The contacts intersected by the section MN we will consider as made of the

(3) Or by " solid water ".

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

same solid; for the sake of simplicity let us represent the bodies of these contacts as rectangular bulkheads *abcd*. Between the bulkheads along the cross-section MN are situated the pores filled with water under the pressure p. The pressure p is considered to ben uniform. The pores communicate among themselves and also with the space surrounding the body, where the liquid is also under pressure p.

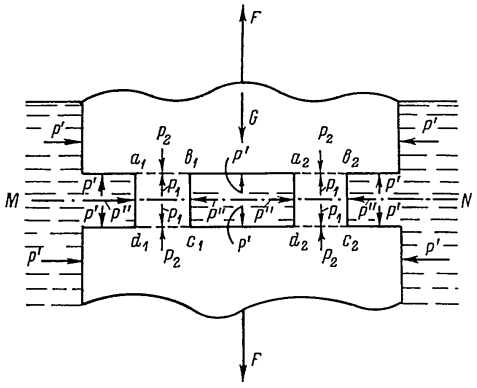


Fig. 8.

The strength of the contact material in the region of the cross-section MN will, in general, depend on the stresses obtaining in the material in the region of the cross-section. These stresses are induced by three forces : *a*. force F, a tensile force; *b*. the own weight G of the porous body; *c*. the hydrostatic pressure p.[4] Leaving alone the forces F and G, let us examine only the forces in the region of MN induced by the hydrostatic pressure p (5).

Let us denote by p'' the uniform pressure p acting on the surface *ad* and *bc* limiting the bodies of the hypothetical contacts *abcd* at the sides; let us denote by p' the pressure p acting on the remaining part of the surface of the " slitnoye " porous body.

Let us draw the lines *ab* and *cd* (*see* dotted lines); these lines limit of the contacts *abcd*. Let us apply along the lines *ab* and *cd* the uniform pressure with an intensity $p_1 = p$ (directed outside the contacts) and

(4) The stresses of the forces F and G will be summed up (combined) with the forces induced by the three-dimensional pressure p. They can be taken into account in another place.

pressure with an intensity $p_2 = p$ (directed inside the contacts). p_1 and p_2 having equal numerical values and being opposite in direction (*fig.* 8) the stresses in the contact bodies will not be changed after the application of these pressures (5).

Combining : *a*. the real pressure p' with the hypothetical pressure p_1 and *b*. the real pressure p'' with the hypothetical pressure p_2 we obtain as a result two different systems of forces : *a*. p' and p_1 and *b*. p'' and p_2. The stresses in the region of the contact MN induced by those two systems of forces will exactly correspond to the stressed condition obtaining in the region of the cross-section MN which is induced by the hydrostatic pressure in the pores of the " slitnoye " porous body (6).

Considering the two systems explained above we see that it is possible to determine (to calculate) the given porous body using the following procedure : 1. always assume that $\alpha = 1$ independetly of its real numerical value (thus we take into account the above-mentioned system of forces $p' = p_1$ and 2. to assume additionally that all the contact areas of *abcd* encountered along the calculated cross-section MN are subjected to three-dimentional uniform compression with the intensity p (thus we take into account the second system of forces p'' and p_2 explained above).

It is evident that if the strength of the material of the contacts does not practically depend on the above mentioned uniform compression (i. e. the forces p'' and p_2), that compression can be neglected, and we may regard the „ slitnoye " porous body in the same light as the point-contact body, assuming that $\alpha = 1$ independently of its real numerical value, i. e. it is possible to use in calculations the total loss in weight and of the immersed body and the total uplift pressure.

If, on the contrary, the strength of the material forming the contacts is greatly affected by the values of p'' and p_2 (which are equal to p), the numerical value of α must be introduced into our calculations. The numerical value of that coefficient and the mode of its introduction into our calculations must be determined only exprimentally by conducting experiments ending in failure of the specimens of the given material under different hydrostatic pressures.

It is evident that in case the strength of the material forming the skeleton of the porous body does not depend on the three-dimensional uniform compression, the real value of α (7) cannot be found by experiments based on the failure of the given porous body.

(5) As it is evident we denote through p_1, p_2, p', p'' pressures of the same magnitude, which are equal to p, but which have different directions and act in different places.

(6) It is necessary to bear in mind that there are no tangential stresses in the section *a-b* and *c-d* which limit the body of the contact under consideration

(7) Which is necessary, for instance, for determining the magnitude of percolation forces acting on the skeleton of the porous body (R.1).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

GENERAL CONCLUSIONS.

The following conclusions may be drawn from the foregoing :

1. It is necessary to distinguish *point-contact* and " *slitnoye* " porous bodies (*fig.* 1 and 2).

2. When determining the magnitude of deformations not affecting the strength of a " slitnoye " porous body, the coefficient of surface porosity α should be always assumed to be equal to 1.0 independently of its real numerical value.

3. All kinds of experiments for determining α based on measuring different kinds of deformations in a " slitnoye " porous body should be considered basically erroneous.

4. In the case of " slitnoye " porous bodies it is necessary to distinguish the following kinds of contacts : *a.* " dry " ones and *b.* formed by solids (including contacts made by a " solid water " filament).

5. In the case of " dry " contacts as well as contacts formed by solids, the strength of which may be defined by equation (8), the strength of the " slitnoye " porous body must increase with the increase of the hydrostatic pressure in its pores. The strength in that case depends on the numerical value of α referring to the region of the probable plane of failure. The numerical value of uplift and of loss in weight of an immersed body must be referred to a definite section of the soil. The numerical value of α in the given case may be determined by experiments ending in failure of the specimens of the " slitnoye " porous body under different hydrostatic pressures.

6 In the case of a contact formed by a solid whose strength cannot be expressed by equation (8), it is necessary to assume in calculations that $\alpha = 1$ independently of its real value. Besides that, the increase in strength of the contacts caused by uniform *three-dimensional* compression should be taken into account (it goes without saying that it should be done only in case that increase in strength is of practical importance). If the strength of the material forming the contacts is not influenced by the three-dimensional uniform pressure p, the real value of α cannot be determined by making the specimens fail.

In conclusion we would like to state that in static calculations of structures (e. g. concrete ones) and their foundations saturated by flouring or static water, we have to solve the following separate problems :

a. if there is percolation in a porous body, it is necessary to make hydraulic (percolation) calculations determining the distribution of heads inside the porous body and drawing the so-called " uplift diagrams " (epures) for different sections of the porous body. These " uplift diagrams " will give us the numerical values of hydro-mechanic pressure at different points of the percolation flow;

b. determining the magnitude of the three-dimensional percolation forces induced by the percolation flow which act on the skeleton of the porous body;

c. determining stresses *obtaining* in the given porous body induced by forces acting on the given body (the three-dimensional percolation forces in particular);

d. finding out the parameters characterizing *the strength* of the given body (temporary resistance of the body), taking into account the probable influence of the three-dimensional uniform hydro-mechanical pressure on the strength of the body as stated above (point *a*).

It is evident that in this report when speaking about the uplift pressure, we referred only to the latter problem (point *d*).

REFERENCES.

1. R. R. Chugaev, *Approximate Determination of Stability of Earth Dams* (*Second Congress on Large Dams*, 1936).
2. R. R. Chugaev, *Exchange of Experience in the Field of Hydrotechnical Experimenting*, Bulletin No. 4 (18), 1937.
3. R. R. Chugaev, *On Forces in the Skeleton of the Soil Saturated by Water, and on the Uplift Pressure* (*Transactions of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics*, vol. 33, 1947).
4. R. R. Chugaev, *General Principles of Determination of Strength and Deformations of Monolithic and Porous Bodies in particular of Soils (situated in a Liquid Medium)* (*Transactions of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics*, vol. 34, 1947).
5. R. R. Chugaev, *Design of Earth Structures as well as Structures which are in Contact with the Soil, taking into Account the Coefficient of Surface Soil Porosity of the Soil saturated with Water* (*Transactions of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics*, vol. 39, 1949).
6. R. R. Chugaev, *Calculation Diagrams for the Phenomenon of Capillarity in Soils* (*Transaction of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics*, vol. 39, 1949).
7. R. R. Chugaev, *Critical Remarks on the Work of a Number of Authors on the Question of Uplift Pressure* (*Transactions of Research Institute of Hydrotechnics*, vol. 41, 1949).
8. R. R. Chugaev, *On the Question of Uplift Pressure in the Case of Hydro-technical Constructions* (Scientific Technical Conference of the Institute. *Theses of Reports*. Printing Shop of the Leningrad Polytechnical Institute, 1955).

SUMMARY.

The uplift is one of the main forces acting on a dam. Without determining the influence of this force on deformations and the stressed condition of the body of the dam, it is difficult to discuss the question on the ways of investigating the work of the body of the dam.

The uplift pressure problem is known to possess only superficial simplicity. Due to the fact that it had not been elaborated in detail,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

we often got in the work of some authors in this field contradictory or controversial conclusions.

Bearing this in mind, an attempt was made in this report (R.1-8) to discuss the main problems of the statics of a porous body saturated with water and to give as a result of it some objective proofs of those controversial theoretical principles which, we are sorry to say, are still being discussed in current literature.

The general conclusions of the report are as follows.

1. It is necessary to distinguish " point-contact " porous bodies (*fig.* 1), and " slitnoye " porous bodies (*fig.* 2).

2. In determining deformations not affecting the strength of the " slitnoye " porous body, the numerical value of α should be taken = 1.0 independently of its real value.

3. All kinds of experiments for determining α based on measuring some deformations of the " slitnoye " porous body should be considered basically erroneous.

4. In the case of " slitnoye " porous bodies one should distinguish the following kinds of contacts between the particles forming the " slitnoye " body : *a.* " dry " contacts; *b.* contacts formed by a solid substance (including contacts formed by " solid water " filaments.

5. In the case of " dry " contacts the strength of " slitnoye " body must increase with the increase of hydrostatic pressure in its pores. The strength of the " slitnoye " body in this case depends upon the numerical value of α referring to the region of the probable plane of failure. The numerical value of α in this case may be found by carrying out experiments ending in failure of the specimens of the tested " slitnoye " porous body under different hydrostatic pressures.

6. In case the contacts of the " slitnoye " porous body are formed by a solid, it is necessary to take in calculations $\alpha = 1$ independently of its real numerical value. Besides the increase in strength of the material of contacts depending on the three-dimensional uniform compression of the material which is induced by hydrostatic pressure (it goes without saying that is should be done only on condition the increase in strength is of practical importance).

RÉSUMÉ.

Une des forces principales agissant sur un barrage en béton est la sous-pression. Sans connaître l'influence de cette force sur la déformation et l'état de contrainte du corps du barrage, il est difficile de discuter la question des différentes méthodes d'analyse du comportement du corps du barrage. La question des « sous-pressions » appartient au nombre de questions, ayant une apparence de simplicité. A cause des études non approfondies concernant ce problème, nous avons fréquemment reçu des données contradictoires provenant des recherches de certains auteurs.

Dans ce rapport nous avons essayé d'étudier les points essentiels de la statique des corps poreux saturés d'eau, et de confirmer les données objectives sur les questions théoriques encore discutables, et qu'on est en train de discuter actuellement dans la presse périodique.

Les conclusions essentielles du rapport sont les suivantes :

1. Il faut distinguer les corps poreux « à points-contacts » (*fig.* 1) et les corps poreux « coulés » (*fig.* 2)

2. Lors des calculs de la déformation du corps poreux « coulé », se passant sans changements de sa solidité, la grandeur du coefficient de la porosité superficielle α doit être toujours 1,0 indépendamment de sa valeur réelle.

3. Tout essai de détermination de l'α se basant sur la mesure de telle ou telle déformation du corps poreux « coulé » doit être considéré en principe comme inexact.

4. Dans le cas des corps poreux « coulés », il faut distinguer les contacts entre les différents éléments, formant le corps « coulé » selon : *a.* contact « sec »; *b* les contacts remplis d'une matière solide quelconque (en particulier de « l'eau solide »).

5. Dans le cas des contacts « secs », la solidité du corps coulé doit augmenter avec l'augmentation de la pression hydrostatique dans les pores. La solidité du corps coulé dans ce cas dépend de la grandeur de α, qui se rapporte à la zone où passe la surface d'écoulement possible.

La valeur numérique α dans ce cas peut être déterminée, en pratiquant la destruction des modèles du corps poreux coulé, sous différentes pressions hydrostatiques.

6. Dans le cas des contacts du corps coulé formés par une matière solide quelconque, on doit considérer dans les calculs $\alpha = 1$ indépendamment de sa valeur réelle. Avec cela, il faut prendre en considération l'augmentation de la solidité du matériel de contact conditionnée par la compression multilatérale uniforme, provoquée par la pression hydrostatique (sous condition, naturellement, que cette augmentation de la solidite soit pratiquement importante).

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 130

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

M. B. GINSBOURG
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

STUDY OF THE EFFECT OF GROUT CURTAINS AND DRAINAGE ON THE UPLIFT INTENSITY IN CONCRETE DAMS BUILT ON ROCK FOUNDATIONS (*).

M. B. GINSBOURG,
Master of Science.

INTRODUCTION.

In concrete dams built on rock foundations the importance of fundamental knowledge about uplift pressure has been and is now being increasingly recognized in this country. Since there are no precise or even approximate analytical methods by which the uplift intensity may be properly evaluated the verification of uplift design assumptions through measured uplift pressures under dams in service seems to be the only practicable procedure for such evaluations.

In this connection it may be well to emphasize that already during the construction of the first Power Plant in the U. S. S. R. uplift measuring equipment was installed in the dam and uplift measurements have been carried out. In the pre-war period uplift investigations were also carried out on several other dams. It is needless to underline that systematic observations in all these structures were interrupted

(*) *Étude sur l'efficacité des voiles d'injections et du drainage contre l'intensité de la sous-pression dans les barrages en béton construits sur fondations rocheuses.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 130

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

M. B. GINSBOURG
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

STUDY OF THE EFFECT OF GROUT CURTAINS AND DRAINAGE ON THE UPLIFT INTENSITY IN CONCRETE DAMS BUILT ON ROCK FOUNDATIONS (*).

M. B. GINSBOURG,
Master of Science.

INTRODUCTION.

In concrete dams built on rock foundations the importance of fundamental knowledge about uplift pressure has been and is now being increasingly recognized in this country. Since there are no precise or even approximate analytical methods by which the uplift intensity may be properly evaluated the verification of uplift design assumptions through measured uplift pressures under dams in service seems to be the only practicable procedure for such evaluations.

In this connection it may be well to emphasize that already during the construction of the first Power Plant in the U. S. S. R. uplift measuring equipment was installed in the dam and uplift measurements have been carried out. In the pre-war period uplift investigations were also carried out on several other dams. It is needless to underline that systematic observations in all these structures were interrupted

(*) *Étude sur l'efficacité des voiles d'injections et du drainage contre l'intensité de la sous-pression dans les barrages en béton construits sur fondations rocheuses.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

by the events of World War II. It is for this reason that previously installed measuring equipment either partly failed or was completely destroyed. Wide scope uplift investigations were resumed shortly after the end of World War II. These investigations have been carried out on many dams. Investigational work of this nature has been undertaken mostly by the All-Union Scientific Research Institute of Hydrotechnics named after B. E. Vedeneev, Leningrad, U. S. S. R. This paper presents a brief description of uplift observations and the analysis of the results obtained.

I. STUDY OF UPLIFT PRESSURE BEFORE WORLD WAR II.

1. Uplift pressure investigations on a dam in the North-Western part of the U. S. S. R.

This power project was one of the first realized in the U. S. S. R. The dam is of the straight gravity type with maximum height of 17 m above the deepest foundation level. It has an open spillway crest on which timber gates of the Boulet type were installed later. The spillway

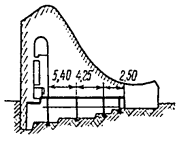


Fig. 1

Wooden boxes 0.1 × 0.1 × 0.1 m

Caisses en bois 0,10 × 0,10 × 0,10 m

dam rests on a massive limestone bed 17 m thick with underlying strata consisting of sandstones, shists and claystones. At the upstream toe a cutoff wall was built, and a grout curtain was drilled over the whole length of the spillway dam to a depth ranging from 8 to 10 m. Uplift pressure in the foundation plane was assumed to be 0.66 of the full uplift pressure. It was assumed also that the uplift intensity varies linearly to tailwater at the toe (trapesoidal diagrams).

For observation purposes a measuring section with five piezometers in it was installed in the dam. All the piezometers were led into the inspection gallery. 1-inch steel tubes were used for these piezometers. The piezometer intakes were made as wooden boxes 0.9 m long, 0.1 m high, 0.1 m wide (*fig. 1*).

Measurements by means of a plummet have been made regularly up to 1940. Besides this another investigations by pumping out

(or dewatering) the piezometers with subsequent observations for reestablishment of the original water levels were carried out in 1926 and 1933. The graphs of filling the piezometer tubes are plotted in figure 2. The heavy dotted line in this figure represents the uplift pressure assumed in the design.

Examination of these diagrams shows that the actual value was somewhat lower than that of the assumed one; it also shows that the grout curtain proved effective.

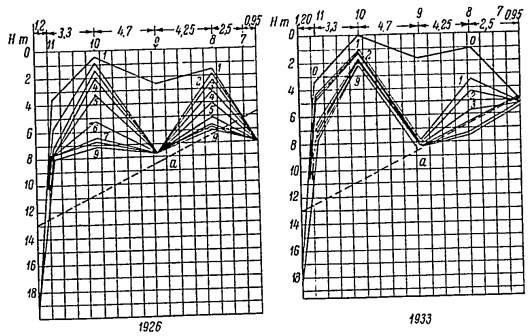


Fig. 2.

(*a*) Uplift diagram assumed in the design

1-9, 0-9. Uplift pressure diagrams plotted in accordance with records afforded by piezometer readings in different times after pumping out the piezometers

(*a*) *Épure de sous-pression acceptée par le projet*

1-9, 0-9. *Épures de sous-pressions portées d'après les données des piézomètres pour différentes périodes après pompage*

2. Uplift pressure investigations on a dam in the middle part of the U. S. S. R.

This dam was constructed during the years 1927-1929. The concrete dam is of the straight gravity type with overall crest length of 327 m, maximum height of 20 m and maximum head of 13 m. The spillway in the central part of the dam consists of fourteen gate openings 8 × 5 m each. The inspection gallery 2 × 2.5 m constructed over the whole length of the dam has an elevation of 25.0 m.

The bed rock consists of highly fissured karstified dolomites. Consolidation grouting was done over the entire foundation area, while under the cutoff wall at the distance of 2 m from the upstream

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

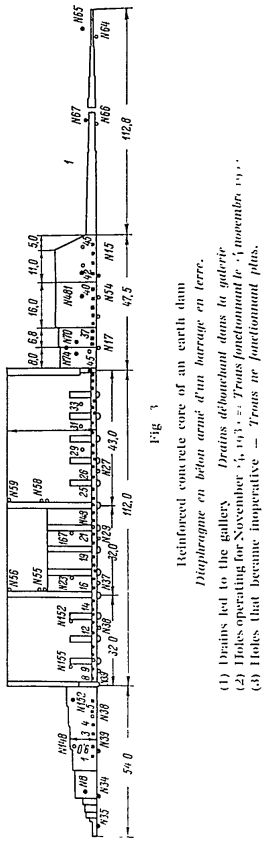


Fig. 3

Reinforced concrete core of an earth dam
Diaphragme en béton armé d'un barrage en terre.

(1) Drains led to the gallery. *Drains débouchant dans la galerie*
(2) Holes operating for November '46, 1957. *Trous fonctionnant le 4 novembre 1957.*
(3) Holes that became inoperative. — *Trous ne fonctionnant plus.*

face a grouting curtain was drilled to a depth of 19 m. A drainage system consisting of vertical holes drilled to a depth of 9 m into the foundation rock was provided downstream of the grouting curtain. These drainage wells discharge into the inspection gallery.

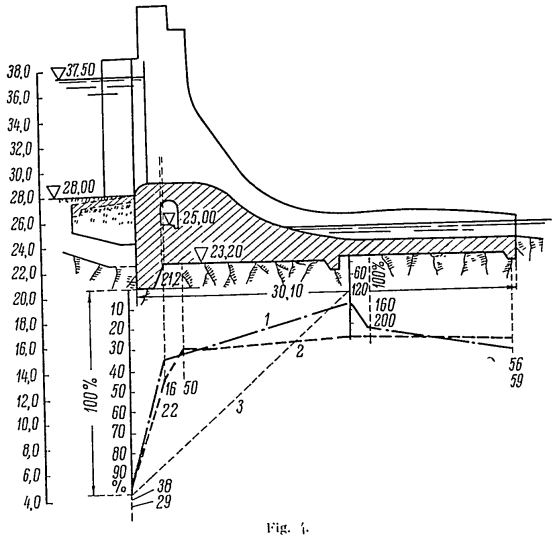


Fig. 4.

(1) Block No. 6 = *Plot n° 6*
(2) Block No 10 = *Plot n° 10*
(3) 100 % uplift pressure = *Sous-pression 100 %.*
(4) Compacted clay = *Argile compacte.*

Additional, so-called observation holes, sixty one in number, were drilled for the purpose of uplift pressure observations. Moreover, forty four drain holes could have been used for the same purpose. Uplift observations, however, encountered difficulties. The holes were not located on transverse cross sections. Some of the holes clogged up during the construction period and thus became inoperative. Observations for uplift pressure began in October, 1929, and continued

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

up to 1933. Since that time observations have been made irregularly and finally ceased.

The location of holes in plan is shown in figure 3. Uplift pressure diagrams for spillway dam foundations (two measuring sections : one in block No. 6, the other in block No. 10) are shown in figure 4. Figure 5 shows diagrams of uplift pressure in foundations of right-bank and leftbank non-overflow dams (one measuring section in each).

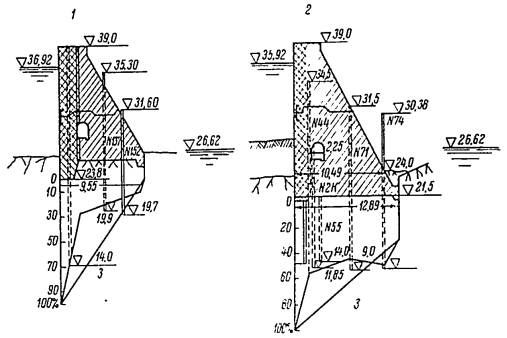


Fig. 4.

(1) Cross-section of the leftbank non-overflow dam.
Section du barrage sans déversoir de la rive gauche.
(2) Cross-section of the rightbank non overflow dam.
Le même de la rive droite.
(3) 100 % uplift pressure 100 % *de sous-pression.*

These data on uplift pressure were obtained in December, 1932. Water level variations in most of the holes for the time of observations reflected variations of water surface elevations of the headwater. The analysis of uplift pressure diagrams does not permit to judge the effectiveness of the grouting curtain along the structures. It seems evident that in some places the grouting curtain has partly failed after some years of exploitation.

3. Uplift pressure investigations on a dam in the Southern part of the U. S. S. R

This dam completed in 1931 was erected on a sound granite-gneiss bed. The foundation rock of the dam site is intersected by several tectonic fissures. The dam is of the curved gravity overflow type with the crest length of 750 m and maximum height of 62.5 m. The

spillway consists of 47 gate openings each 13.0 m wide. The discharge over the spillway is controlled by means of sluice gates. The head of the spillway crest before the war was assumed to be 9.20 m. A grout curtain about 35 m deep was drilled under the upstream toe of the dam. Foundation drainage was not provided for in the design.

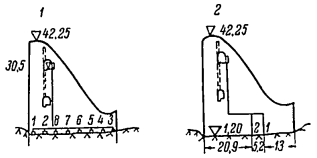


Fig. 6.

(1) Block No. 20 = *Plot n° 20.*
(2) Block No. 16 = *Plot n° 16.*

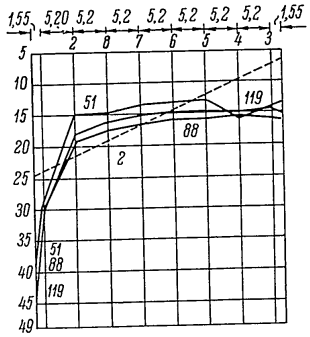


Fig. 7.

(1) Head in meters = *Chute en mètres.*
(2) Uplift pressure diagram assumed in the design.
Épure de sous-pression acceptée par le projet.

For uplift pressure observations two measuring sections, one in block No. 16 and the other in block No. 20 were installed in the dam. The measuring section in block No. 20 had eight piezometers. Steel pipes 2.5 in. in diameter were used for these piezometers. The intakes of the piezometers were made as wooden boxes 0.2 × 0.2 × 0.2 m

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

filled with gravel. All the piezometers were led into the upper gallery each tube having two bendings at right angles. The measuring sections in Block No. 16 had only two piezometers. The location of piezometers in both measuring sections is shown in figure 6. Measurements of piezometric water levels were made by means of a plummet. Systematic observations began in May 1951, and continued up to World

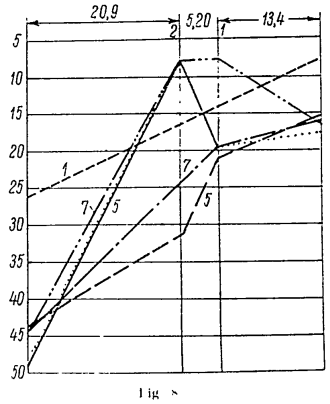


Fig. 8

Uplift pressure diagram assumed in the design
Epure de sous-pression acceptée par le projet.

War II. Figure 7 shows uplift diagrams for block No. 20 while figure 8 shows similar diagram for block No. 16. The high uplift pressure observed in block No. 16 higher than that of the design one, accounts as it was found only in 1951 for the presence in the zone of tectonic fissure of highly porous chlorite shists which caused local failures of the grout curtain. During wartime the dam and the uplift measuring equipment were completely destroyed.

II. STUDY OF UPLIFT PRESSURE AFTER WORLD WAR II.

1. Uplift pressure investigations on a dam in the North of the central part of the U. S. S. R.

This Power Plant is situated in severe climatic conditions where winter temperature may go down to 50° C below zero. The concrete

structures of this project are founded on a narrow sandstone formation stratifying almost vertically. Upstream and downstream of this formation which runs along the axis of the dam the foundations are the weaker argillaceous rocks consisting of argillites and allevrolites.

The power house, spillway section and leftbank abutment are of the " box " construction. Six measuring sections each having 4 to 5 piezometers were installed in the structures. The total number of the installed piezometers was 98, of which 14 have failed, by the time systematic observations were commenced (1950). All piezo-

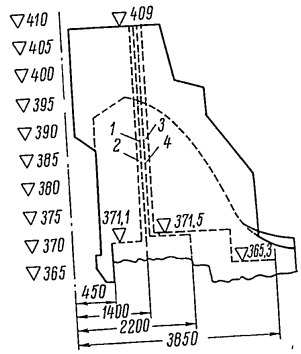


Fig. 9

(1) Axis of dam = *Axe du barrage*
(2), (3), (4) Piezometers = *Piézomètres.*

meters were led into the crest of the dam and protected with metallic covers. Steel tubes 25 to 32 mm in diameter were used for the piezometers. The greater part of them had several bendings. Unfortunately almost all the piezometers of this type have failed in the course of time. Efforts to repair them by flushing water, air, etc. were unsuccessful. In winter when the weather was extremely severe some of the piezometers were frozen, and thawing them always took much time. Measurements of piezometric water levels using simple plummets were made in summer time. In 1952 the records were checked by electrical devices. The difference in records afforded by both mearuments was negligible. The grout curtain was not drilled into the dam foundation. In order to reduce uplift pressure acting on the base of the dam a thick layer of clay, forming an apron, was

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

placed on the surface rock immediately upstream of the dam. Location of measuring sections and piezometers at the Shirokovskaja Power Plant is shown in figure 9. The records for 1951 as shown in figure 10 give composite diagrams for excessive uplift pressures in different measuring sections. Examination of these diagrams showed that the uplift intensity was different in different measuring sections : high in the power house and leftbank non-overflow dam foundations, comparatively low in the spillway dam foundations (in measuring section II it corresponded to the uplift pressure usually observed in dams with adequate grout curtains and drainage). The drainage system at this power plant was not properly designed : cleaning of the drain holes was practically impossible

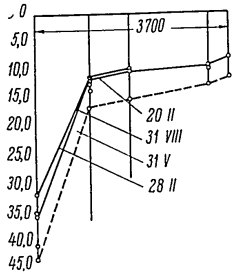


Fig. 10.

Meters.

Mètres.

It should be noted that uplift pressure under the head works of this power plant for the whole period of observations (from 1950 to 1954) was reasonably constant. Fluctuations of water levels in piezometers were of the seasonal character and depended upon variations of surface water levels of the headwater and tailwater

The investigations carried out at this Power Plant allow to draw the following conclusions :

a. In the case of sound or unsound rock foundations a vertical grout curtain seems to be more reliable and more effective than an upstream clay fill apron. A satisfactory bond between apron and upstream face of the structure may not always be obtained. Hence, the influence of the apron on uplift intensity may be considerably reduced. Furthermore, if permeability of the clay fill apron is higher than that of the foundation rock the effectiveness of the apron would be negligible.

b. Piezometers with a number of bends and connections are very soon getting clogged and become inoperative, repairs (cleaning) as a rule are impossible. In severe climatic conditions the piezometers should be protected from freezing. It is difficult to thaw a piezometer which is frozen to a considerable depth.

Moreover, the tube itself may fail due to freezing effects.

c. It is recommended that any drainage inaccessible for inspection and cleaning should be avoided.

2. Uplift pressure investigations on a Power Plant in the Western part of the U. S. S. R.

This dam was completed in 1940. It is founded on relatively hard marlstones. To reduce uplift pressure a concrete cutoff of the apron type separated from the dam by a construction joint as shown in figure 11 was built immediately upstream of the dam. This cutoff has an ins-

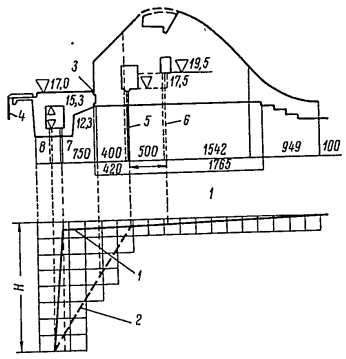


Fig. 11.

Uplift pressure diagram computed for September 26, 1952.

Épure de sous-pression à la base du barrage le 26 septembre 1952.

pection gallery 3 m high, 2.5 m wide, from which a grout curtain was drilled into the foundation rock. The drain holes of the first row were led into this gallery. There are two other inspection galleries in the dam itself, the drain holes of the second row were led into one of them, the control holes into the other. Figure 11 shows the cross-section of the dam and uplift pressure diagrams as recorded for September, 1952. The solid line in this figure represents the uplift pressure diagram

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

for the case of open drain holes in the lower gallery, while the dotted line represents the diagram for the case of closed drain holes. The drain holes led into the gallery with an elevation of 17.5 m in both cases were open. Examination of uplift pressure diagrams shows the effectiveness of the drainage system and the rationality of the adopted structural design which permitted to reduce to a large extent the magnitude of the uplift pressure beneath the dam. All piezometers and control holes were provided with straight vertical galvanized tubes. No evidence of clogging has yet been discovered.

Examination of the above mentioned diagrams shows as well that the second row of drain holes was practically unnecessary because its influence on reducing uplift pressure is negligible if the drain holes of the first row are kept free and open. The second row of drain holes considerably reduces the uplift pressure but only when the drains of the first row are kept closed. It is probable that the second row was proposed as emergency line of drainage. But this probability does not seem to be fully justified because practically only single drains may be clogged. Observations for uplift pressure under this dam are now being made regularly. The information obtained shows that the uplift pressure under the dam is reasonably consistent and that the grout curtain proves most satisfactory.

III. — STUDY OF UPLIFT PRESSURE ON A DAM IN THE SOUTH OF THE U. S. S. R. AFTER ITS RECONSTRUCTION.

Uplift pressure observations in this dam were resumed at the end of 1946 when the reconstruction work was underway. Initial observations have been made for studying uplift pressure mainly within the body of the dam and along the construction joints, especially in contact between old and new concrete. In 1947 observations were made on seven measuring sections (35 piezometers) and on 52 control holes drilled along the axis of the dam in those blocks and piers which had no measuring sections. The measuring sections were installed in six bays of the dam i. e. No 1, 2, 5, 13, 14 and 28. The greater part of the piezometers had their intakes either within the dam or in the construction joints. The investigations carried out in 1947 did not show any appreciable uplift pressure in the construction joints and mass concrete of the dam. However, these observations unexpectedly discovered the uplift pressure at the concrete-to-rock contact, which was considerably higher than the assumed in the design. Therefore in the 1948 investigations the attention was paid mainly to studying uplift pressure acting on the base of the dam and in the first place on the contact plane between concrete and rock. Hence the number of measuring sections was considerably increased and by the end of the year observations have been made on 23 measuring sections with piezometers totalling 91 in number, 35 of which had their intakes in

mass concrete and joints, 45 along the concrete-to-rock contact and 11 at the considerable depth in the foundation rock (from 4 to 6 m).

The measuring sections were installed : in fifteen blocks [No. 1, 2, 5, 13 (two sections)], 14, 28, 3, 6, 9, 11, 12, 17, 23, 34, 39 [in three piers (No. 0, 16 and 26)] in the trash chute and the massif between the dam and the Power Plant (three sections).

The records afforded by the piezometers indicated that the uplift pressure at the base of a number of blocks was much higher than the assumed pressure computed by the formula

$$U = \gamma b \frac{H_b + H_a}{2} \quad (1)$$

where

U, total uplift pressure on the linear m of the base of the dam :
b, base width;
H_b, piezometric pressure at the upstream toe of the dam ;
H_a, piezometric pressure at the downstream toe of the dam ;
γ, volume weight of water.

It should be remembered that during dam reconstruction it was proposed that the normal head water level elevation be raised 0.8 m as compared to the original elevation.

High uplift pressure in the dam foundations was evidence of local failures of the grout curtain. At that time the failures of the grout curtain were supposed to have taken place along the contact between concrete and rock as a result of numerous explosions. The pratical impossibility of obtaining cores by drilling through this contact was further evidence of unsatisfactory bond between concrete and rock. Only in few holes out of hundreds drilled through the contact such cores were obtained. In this connection a program of grouting with respect of increasing watertightness of the existing grout curtain was undertaken in 1949. Grouting was accomplished by drilling grout holes partly from the top of the dam, partly from the upper inspection gallery. These holes were drilled 4 to 6 m into the foundation rock. Additional measuring sections were installed in blocks No. 16 and 20, i. e. in those blocks where observations had been carried out in the pre-war time.

Furthermore it was suggested (the suggestion was offered by V. Kravzov, A. Sc., Associate Director of the All-Union Sc. Inst. of Hydrotechnics) that the foundation drainage should be provided downstream of the grout curtain. Following the suggestion vertical boreholes of 130 to 150 mm in diameter were drilled through the dam into the bed rock to a depth of 4 m below the foundation level. V. Kravzov also suggested that these holes should be closed with stopcocks and opened only under the most adverse conditions for the dam stability. This facilitated the grout curtain.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

By the end of 1949 observations have been made on piezometers totalling 110 in number, 45 of which were installed in the contact between concrete and rock, 30 at various depths in the foundation rock and 35 in joints and mass concrete. Observations have also been made on 19 control-measuring holes drilled into the foundation rock of the power house and on 31 drain observation holes.

As a rule, each measuring section was provided with two holes :

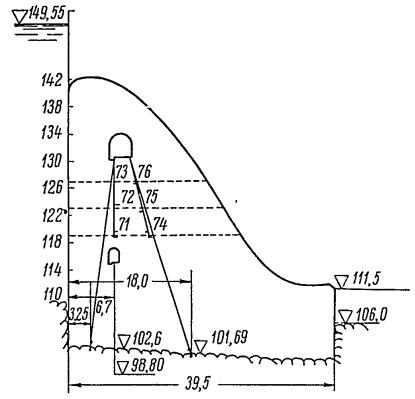


Fig. 12.

Location of the piezometers at a dam in the South of the U. S. S. R.

Disposition des piézomètres dans la section de mesure sur le barrage au sud de l'U. R. S. S.

upstream and downstream. Each hole had two piezometers : on in the contact between concrete and rock, the other about 4 m below the base of the dam. These holes put down at some angle with vertical line were drilled from inside the upper gallery. Location of the piezometers in a measuring section is shown in figure 12. The type of piezometer intakes has been gradually simplified and towards the beginning of 1950 a standard type has been worked out, its construction and details being as shown in figure 13. This intake is merely a borehole 100 mm in diameter drilled to a depth of 0.75 m below the uplift measuring plane. A steel tube is installed into the hole with its end being fixed at an elevation of 0.25 m above the bottom of the

hole. The lower end of the tube is perforated over the length of 1.0 m on 20 mm centers with diameters of perforation holes being 6 to 8 mm. Graded coarse gravel with maximum size of 12 to 15 mm is placed into the borehole around the tube to a depth of 1.25 m. Small fragments of soft clay are placed then over the gravel filling to a depth of 0.5 m. The clay is packed by pressure water at 2 to 3 atm thus forming a clay plug. The remainder of the borehole is filled with cement grout which ensures a tight bond between the tube itself and the concrete of the structure. Injection of cement grout is performed by following the usual procedure.

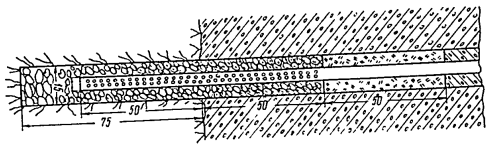


Fig. 13.

Piezometer intake.

Récepteur de piézomètre.

In order to reduce the cost of drilling two tubes instead of one are usually installed into each borehole as shown in figure 14.

As a rule the water levels in all downstream piezometers were lower than the upper gallery floor elevation. Consequently the measurements in these piezometers were made by means of an electric plummet. Contrarywise all upstream piezometers were bleeding into the gallery where measurements were made by means of a portable spring pressure gauge.

The shallow grouting accomplished in 1949 had only temporary effects and after a small decrease in uplift pressure high pressures were observed again.

Verification of design criteria made by generally accepted methods for computing dam stability against failure by sliding assuming the cohesion to be zero and considering the diagrams determined from measured pressures and the coefficient of effective uplift area $L_2 = 1$ showed that the factor of safety against failure by sliding K in some blocks was much lower than the assumed in the common practice of design.

Thus in block No. 11, records for January 27, 1939, K = 0.815;
» No. 17, » August 15, 1949, K = 0.806;
» No. 28, » August 14, 1949, K = 0.84.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

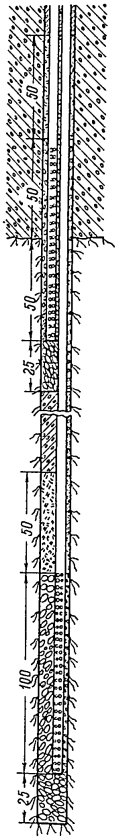


Fig. 14.

Piezometer intake with two tubes.
Récepteur de piézomètre complé.

In order that K can be equal to 1.0 it is necessary to assume $L_2 = 0.7$, this assumption being inacceptable regarding the actual conditions at this dam. Therefore it was decided that in all blocks with high uplift pressure as well as in the adjacent ones foundation grouting should be done to a much greater depth.

Observations on the initially drilled drain holes showed their effectiveness. Taking this into consideration it was suggested that a line of draining holes 1 in each block and one in each pier should be drilled to a depth of 1 m into the foundation rock over the whole length

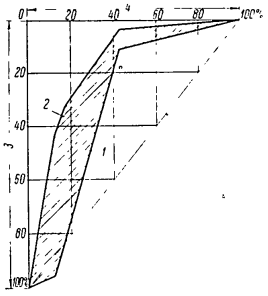


Fig. 15.

(1) Uplift pressure diagram computed for April 7, 1949 (before grouting) *Épure de sous-pression le 7 avril 1949 (avant injection).*
(2) Uplift pressure diagram computed for March 1, 1949 (after grouting). *Le même le 1er mars 1951 (après injection)*
(3) Head = *Chute.*
(4) Base width in meters = *Largeur du barrage en mètres.*

of the dam. Additional grouting was accomplished by drilling grout holes 15 m deep (6-8 holes in each block and 2 holes in each pier). Pressure grouting, up to 8 atm, was done from inside of the upper gallery.

The results obtained from systematic observations showed that deep grouting was most satisfactory. The effect of such grouting in block No. 12 can be seen from figure 15.

The grouting accomplished in a number of blocks resulted in general decrease in uplift pressure under the dam. If the average value of L_2 in 1948 was 0.581, then in 1949 it was 0.553 and within the following years continued to reduce untill it became equal to 0.385 as the proposed program of grouting and drainage was being realized.

By the beginning of 1950 it appeared that uplift pressure in joints

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

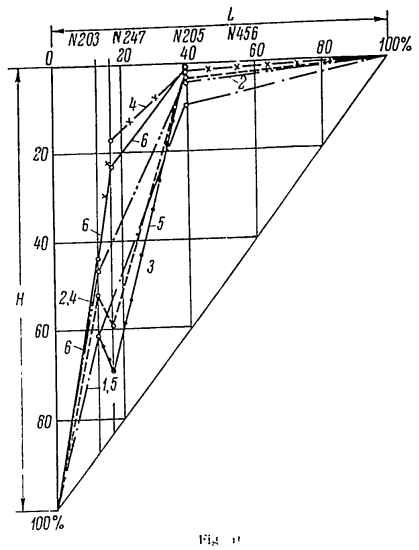


Fig. 17

(*a*) Base width = *Largeur du barrage*

(*b*) Head = *H-chute*

(1) Uplift pressure diagram computed for April 1, 1949 (before grouting)

Épure de sous-pression le 1er avril 1949 (avant injection)

(2) Uplift pressure diagram computed for October 1, 1949 (after grouting performed in June and July of 1949, five holes)

Le même le 1er octobre 1949 après injection supplémentaire en juin et juillet 1949 (cinq trous de cimentation).

(3) Uplift pressure diagram computed for August 1, 1950 (after additional grouting in April-June of 1950, three holes)

Épure de sous-pression le 1er août 1950 après injection supplémentaire en avril-juin 1950 (trois trous de cimentation)

(4) Uplift pressure diagram computed for September 1, 1951 (after grouting in adjacent bay No 17 in September-November of 1951)

Épure de sous-pression le 1er septembre 1951 après injection dans le plot voisin n° 17 en septembre-novembre 1951

and mass concrete did not exceed the value assumed in the design. Moreover, in a number of blocks from the line of drains to the downstream face the maximum pressures were fairly small and practically could be considered as being zero. Therefore further observations for uplift pressure in joints and mass concrete of the dam were considered not necessary.

Observations for uplift pressure in the dam foundation showed that the reduction obtained was constant almost over the whole length of the dam. However in blocks No. 15-17 located in the so-called zone of main tectonic fissure the reduction in uplift pressure has not been attained.

Deep foundation grouting in these blocks reduced uplift pressure only for a short time after which water levels in piezometers and particularly in drain holes were rising again (*fig.* 16). During grouting operations in block No. 16 there was an instance when a drill fell down to a depth of several meters. Unconstant character of water level fluctuations in the piezometers installed in the zone of main tectonic fissure (block No. 16, pier No. 16 and block No. 17) called for deepening the grout curtain to 35-40 m. 6 grout holes in each block and 2 grout holes in each pier were drilled through the dam into the foundation rock. Cores for investigation were taken from over the whole depth of the boreholes. These grouting operations were performed during 1952. While drilling the grout holes in the foundation rock of block No. 17 a formation of chlorite shists, highly porous and less sound that the granite bed was unexpectedly discovered at a depth of 1.5 m beneath the base of the dam. These shists in some places were cavernous and easily failed along the bedding planes. As is known, geological explorations conducted before and during the construction of the Dnieper dam did not disclose this formation of shists. The existence of highly porous shists explains the high uplift pressure observed by Professor Dvorjashin during his investigations in block No. 16 after the dam has been for two years in service. If Professor Dvorjashin had not confined himself to the statement that high uplift pressure in this area is of accidental character, if he had carried out his investigations more

LEGEND OF FIGURE 16 (*following*)

(5) Uplift pressure diagram computed for November 1, 1951 (before drilling drain-observation holes), the second stage

Épure de sous-pression le 1er novembre 1951 avant la deuxième phase de sondage de trous de drainage et d'observation.

(6) Uplift pressure diagram computed for December 31, 1951 (after drilling drain holes), the second stage.

Épure de sous-pression le 31 décembre 1951 après la deuxième phase de sondage des trous de drainage et d'observation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

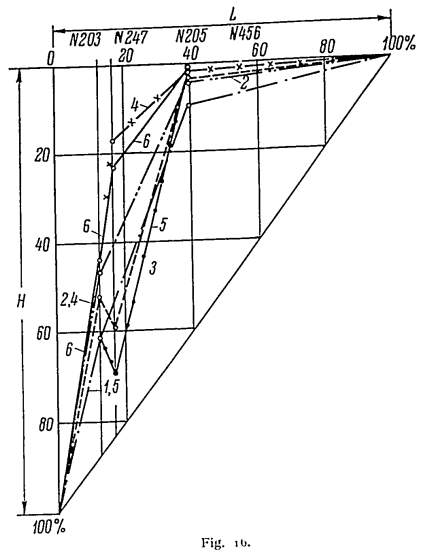


Fig. 16.

(*a*) Base width = *Largeur du barrage.*
(*b*) Head = *H-chute.*

(1) Uplift pressure diagram computed for April 1, 1949 (before grouting)
Épure de sous-pression le 1er avril 1949 (avant injection)

(2) Uplift pressure diagram computed for October 1, 1949 (after grouting performed in June and July of 1949, five holes).
Le même le 1er octobre 1949 après injection supplémentaire en juin et juillet 1949 (cinq trous de cimentation).

(3) Uplift pressure diagram computed for August 1, 1950 (after additional grouting in April-June of 1950, three holes)
Épure de sous-pression le 1er août 1950 après injection supplémentaire en avril-juin 1950 (trois trous de cimentation)

(4) Uplift pressure diagram computed for September 1, 1951 (after grouting in adjacent bay No 17 in September-November of 1951).
Épure de sous-pression le 1er septembre 1951 après injection dans le plot voisin n° 17 en septembre-novembre 1951.

and mass concrete did not exceed the value assumed in the design. Moreover, in a number of blocks from the line of drains to the downstream face the maximum pressures were fairly small and practically could be considered as being zero. Therefore further observations for uplift pressure in joints and mass concrete of the dam were considered not necessary.

Observations for uplift pressure in the dam foundation showed that the reduction obtained was constant almost over the whole length of the dam. However in blocks No. 15-17 located in the so-called zone of main tectonic fissure the reduction in uplift pressure has not been attained.

Deep foundation grouting in these blocks reduced uplift pressure only for a short time after which water levels in piezometers and particularly in drain holes were rising again (*fig.* 16). During grouting operations in block No. 16 there was an instance when a drill fell down to a depth of several meters. Unconstant character of water level fluctuations in the piezometers installed in the zone of main tectonic fissure (block No. 16, pier No. 16 and block No. 17) called for deepening the grout curtain to 35-40 m. 6 grout holes in each block and 2 grout holes in each pier were drilled through the dam into the foundation rock. Cores for investigation were taken from over the whole depth of the boreholes. These grouting operations were performed during 1952. While drilling the grout holes in the foundation rock of block No. 17 a formation of chlorite shists, highly porous and less sound that the granite bed was unexpectedly discovered at a depth of 1.5 m beneath the base of the dam. These shists in some places were cavernous and easily failed along the bedding planes. As is known, geological explorations conducted before and during the construction of the Dnieper dam did not disclose this formation of shists. The existence of highly porous shists explains the high uplift pressure observed by Professor Dvorjashin during his investigations in block No. 16 after the dam has been for two years in service. If Professor Dvorjashin had not confined himself to the statement that high uplift pressure in this area is of accidental character, if he had carried out his investigations more

LEGEND OF FIGURE 16 (*following*)

(5) Uplift pressure diagram computed for November 1, 1951 (before drilling drain-observation holes), the second stage.
Épure de sous-pression le 1er novembre 1951 avant la deuxième phase de sondage de trous de drainage et d'observation.

(6) Uplift pressure diagram computed for December 31, 1951 (after drilling drain holes), the second stage.
Épure de sous-pression le 31 décembre 1951 après la deuxième phase de sondage des trous de drainage et d'observation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

thoroughly and carefully this formation of shists should have been disclosed, by all odds, already at that time.

The disclosure of shists so closely underlying the base of the dam called for thorough explorations of the dam foundations under the blocks which located near the main tectonic fissure. For this purpose in 1953 boreholes were drilled to a depth of 50 m into the foundation rock in blocks and piers No. 14-18. Drilling was done partly from the gallery, partly from the downstream toe of the dam. Geological section along the main tectonic fissure and location of exploratory holes are shown in figure 17.

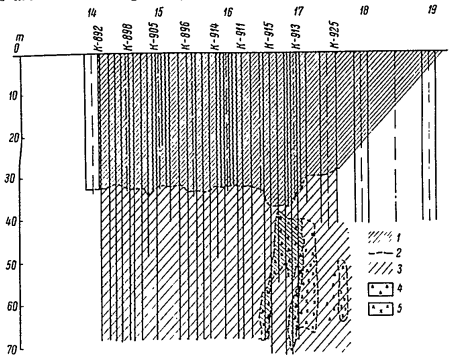


Fig. 17.

(1) Pier (number) No = *Numéros des piles.*
(2) Grout holes (number) No. = *Numéros des trous de cimentation.*
Legend = *Légende :*
1. Concrete massif = *Massif en béton.*
2. Concrete-to-rock contact line = *Ligne de contact.*
3. Granite rock = *roche de granite.*
4. Chlorite shists = *Chloritoschiste*
5. Melonite with incrustations of shists = *Mélonite de granit avec lentilles de mica*

Exploration of the bed rock showed that :

a. the granite rock in all blocks under inspection was highly fissured;

b. drill cores in some of the holes revealed metamorphic rocks with incrustations of crystalline shists;

c. the shist formation intersected the dam foundation under block No. 17 and partly under pier No. 16 was 15 to 25 m thick and about some meters wide;

d. the formation extended far both in upstream and downstream directions.

These investigations, however, showed that there was no need for special foundation treatment because the curtain grouting of this area considerably reduced the magnitude of uplift pressure. Since high uplift pressures were recorded in some other regions of the foundation, additional measuring sections were installed in the dam. By the beginning of 1954 measuring sections, totalling 33 in number, consisted

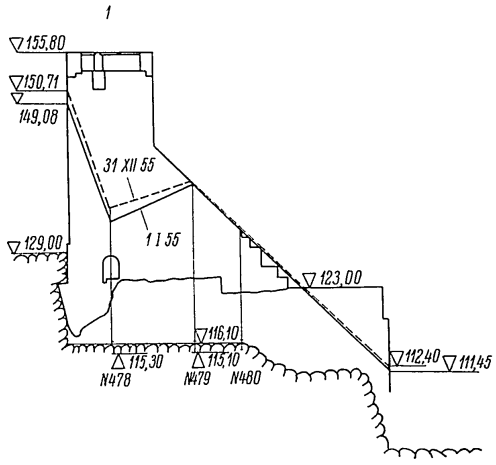


Fig. 18.

Generator No 8, generating unit No. 8.

Groupe n° 8.

of 153 piezometers (78, on the contact plane; 40, in rock; 35, in concrete).

Discharge arrangements for percolation water consisted primerily of 104 slightly inclined discharge pipes each 350 mm in diameter extended from the lower inspection gallery to the downstream face of the dam. These pipes, however, have eventually clogged and become inoperative. On account of this, two drainage galleries each 2.5 by 2.0 m large were provided at right angles to the axis of the dam with floor level elevation being 15.5 m. In 1952 measuring sections each having five piezometers were installed in both galleries. Infor-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

mation obtained from these piezometers proved that uplift pressure downstream from the line of drainage varied linearly.

The piezometric net was likewise installed in the foundation of the Power House. The location of these piezometers is shown in figure 18. Uplift investigations showed that the intensity of uplift pressure in the Power House as well as in the dam itself varied along the structure. In generating blocks No. 3 and 4 where uplift pressure was high, foun-

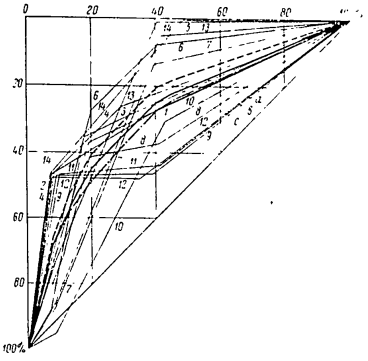


Fig 19.

(*a*) Average uplift pressure diagram on 14 measuring sections computed for the end of 1950.
Épure de sous-pressions moyenne pour 14 sections de mesure, fin 1950
(*b*) The same for the end of 1949 = *La même, fin 1949*
(*c*) The same on 19 measuring sections computed for the end of 1950.
La même, pour 19 sections de mesure, fin 1950
(*d*) $\frac{U}{U_n} = 0.581$, in 1949.
(*e*) $\frac{U}{U_n} = 0.553$, in 1950.

dation grouting resulted in considerable decrease in the uplift pressure intensity. Taking into consideration that the stability of the Power House against failure by sliding was assured for any possible intensity of uplift pressure the investigations of uplift pressure in the Power House were paid much less attention to. As a result of long-term grouting operations (the work to renew and tighten the grout curtain being carried for more than five years) a considerable decrease in uplift pressure have been attained. Thus the ratio $L_n = \frac{l}{U_n}$ for above

mentioned 19 measuring sections at the end of 1950 was 0.471, at the end of 1951, 0.471 and at the end of 1952, 0.370. Within the following years uplift pressure has become constant and the value L_n varied between 0.365-0.395. Composite diagrams of excessive uplift

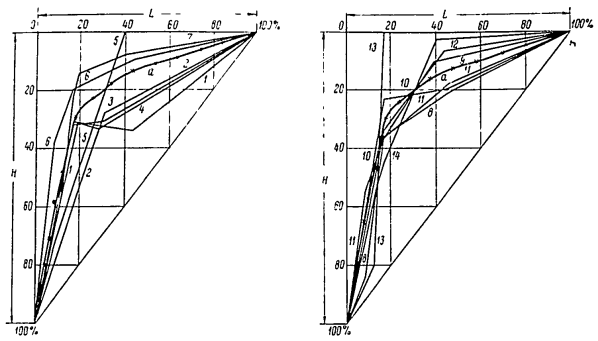


Fig. 20.

(*a*) Average uplift pressure diagram on 26 measuring sections at a dam in the Southern part of the U. S. S. R.
(*a*) *Épures moyennes de sous-pression pour 28 sections de mesure.*

(1) Trash chute = *Vide boue.*
(2) Pier No. 6 = *Pile n° 6.*
(3) Block No 1 = *Plot n°* 1
(4) » 2 = » 2
(5) » 3 = » 3
(6) » 5 = » 5.
(7) » 6 = » 6
(8) » 8 = » 8
(9) » 9 = » 9.
(10) 10 » 10
(11) » 11 = » 11.
(12) » 12 » 12
(13) » 13 = » 13.
(14) » 16 = » 14.

pressure for a number of measuring sections recorded for the end of 1949 are shown in figure 19, similar diagrams recorded for the end of 1949 are shown in figure 20. Systematic observations for uplift pressure are being made at the present time. In 1956 observations were made on 39 measuring sections.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Basing upon wide scope uplift pressure investigations carried out at this dam for several years it is possible to draw the following conclusions :

1. Uplift intensity varied considerably along the dam. Therefore measuring sections should be installed with less possible spacing in order to detect regions with relatively high uplift pressure.

2. Extensive piezometric net helps to determine the intensity of uplift pressure acting on a base of a head structure with sufficient accuracy with regard to practical purposes. Readings from piezometric installations being recorded regularly the intensity of uplift pressure may be assumed to be less than that of the generally assumed in common practice of design. Keeping in view that in case of high uplift pressure, higher than the assumed in the design, measures could be taken for decreasing the pressure (additional grouting, drilling, or cleaning drainage wells).

3. Ungalvanized tubes about 25 mm in diameter should not be used for piezometer installations because in case of clogging it is impossible to clean them, moreover, they are not strong enough (there were some instances where the tubes failed when pressure gauges were adjusted). The use of galvanized gas tubes 50 mm in diameter proved satisfactory.

4. In case of rock foundations the use of standard type of a piezometer as it is shown in figure 13 may be recommended. Nothwithstanding the foundation grouting performed near the piezometer installations only few of them have been sealed by grouting.

5. Grouting operations to renew the existing grout curtain when the reservoir is full should be accomplished to a great depth and over the whole length of the dam. In fact, during foundation grouting at the dam there was one instance observed where high uplift pressure under block No. 15 (records were obtained from water level readings in drain-observation holes) was reduced only after the foundation of block No. 14 has been grouted. (It is most likely that some fissures are extending along the axis of the dam)

6. Special care should be given to uplift pressure investigations in those areas of foundation which are in close proximity to rock imperfections (of different nature, tectonic including) and geological irregularities.

7. The work to renew the grout curtain should be done by grouting from the gallery. The latter, therefore, should be large enough to permit operation of core drilling equipment.

8. The use of a portable pressure gauge for measurements of piezometric pressures should be avoided.

9. The maximum number of piezometers in each measuring section in a structure of the similar height as this dam should not exceed 4 or 5. It is recommended that piezometers should be installed in galleries constructed at right angles to the axis of the dam. These galleries should be expediently used for collecting of percolation water. The

arrangements in these galleries should be made so as to make it possible to discharge this water into tailwater.

10. It is necessary to protect in wintertime the piezometer openings from freezing.

IV. - UPLIFT PRESSURE INVESTIGATION ON A POWER PROJECT IN AN ASIATIC PART OF THE U. S. S. R.

This power plant has been in service for five years since 1953. The head works of the project consist of . leftbank non-overflow dam. spillway dam, power house and rightbank non-overflow dam. The foundations are very hard gabbrorocks The overall length of the dam is 342.5 m, maximum height 67 m.

Uplift pressure investigations on the head works of this Power Project have begun at the end of 1953. These investigations are of a special interest in view of the fact that the dam of this project closely resembles one of the before mentioned dams as regard to their salient features and structural design (same maximum height, same depth of grout curtain ranging between 35-40 m, drainage being not initially provided for in the design, etc.). Transverse piezometric sections were not established in the dam. Instead there was one longitudinal section with control - measuring holes totalling 30 in number. The intakes in these holes were not provided with steel tubes and filters. Some of the holes became clogged towards the beginning of exploitation. The initial observations showed that notwithstanding relatively short elongation of the head works uplift pressure varied greatly at various points. In a number of places (in block No. 6, in block No. 4, in block of generator No. 2) uplift pressure recorded by readings taken in control holes, was much in excess of that assumed in the design. In 1955 observations for uplift pressure were made by means of piezometers of the same type as being used at the before mentioned dam. Observations commenced as soon as the piezometers have been installed. These observations showed rather good correlation of readings taken both in the control holes and newly installed piezometers. Location of piezometers and longitudinal diagram of uplift pressure in head works foundations of this Power Plant are shown in figure 21.

The computations made by the methods, accepted in modern practice of designing showed that the factor of safety against failure by sliding in block No. 4 for extreme design conditions was 0.76 (assuming $\alpha_2 = 1$). Therefore in blocks with high uplift pressure the foundation drainage was provided. This drainage considerably reduced the uplift pressure. This is evident from the uplift pressure diagrams (*fig.* 22) observed in block No. 4 of the spillway dam before and after installation of drainage. Uplift pressure in spite of drainage having been installed, continued to remain high in the left side of block No. 6, in

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Basing upon wide scope uplift pressure investigations carried out at this dam for several years it is possible to draw the following conclusions :

1. Uplift intensity varied considerably along the dam. Therefore measuring sections should be installed with less possible spacing in order to detect regions with relatively high uplift pressure.

2. Extensive piezometric net helps to determine the intensity of uplift pressure acting on a base of a head structure with sufficient accuracy with regard to practical purposes. Readings from piezometric installations being recorded regularly the intensity of uplift pressure may be assumed to be less than that of the generally assumed in common practice of design. Keeping in view that in case of high uplift pressure, higher than the assumed in the design, measures could be taken for decreasing the pressure (additional grouting, drilling, or cleaning drainage wells).

3. Ungalvanized tubes about 25 mm in diameter should not be used for piezometer installations because in case of clogging it is impossible to clean them, moreover, they are not strong enough (there were some instances where the tubes failed when pressure gauges were adjusted). The use of galvanized gas tubes 50 mm in diameter proved satisfactory.

4. In case of rock foundations the use of standard type of a piezometer as it is shown in figure 13 may be recommended. Nothwithstanding the foundation grouting performed near the piezometer installations only few of them have been sealed by grouting.

5. Grouting operations to renew the existing grout curtain when the reservoir is full should be accomplished to a great depth and over the whole length of the dam. In fact, during foundation grouting at the dam there was one instance observed where high uplift pressure under block No. 15 (records were obtained from water level readings in drain-observation holes) was reduced only after the foundation of block No. 14 has been grouted. (It is most likely that some fissures are extending along the axis of the dam.)

6. Special care should be given to uplift pressure investigations in those areas of foundation which are in close proximity to rock imperfections (of different nature, tectonic including) and geological irregularities.

7. The work to renew the grout curtain should be done by grouting from the gallery. The latter, therefore, should be large enough to permit operation of core drilling equipment.

8. The use of a portable pressure gauge for measurements of piezometric pressures should be avoided.

9. The maximum number of piezometers in each measuring section in a structure of the similar height as this dam should not exceed 4 or 5. It is recommended that piezometers should be installed in galleries constructed at right angles to the axis of the dam. These galleries should be expediently used for collecting of percolation water. The

arrangements in these galleries should be made so as to make it possible to discharge this water into tailwater.

10. It is necessary to protect in wintertime the piezometer openings from freezing.

IV. - UPLIFT PRESSURE INVESTIGATION ON A POWER PROJECT IN AN ASIATIC PART OF THE U. S. S. R.

This power plant has been in service for five years since 1953. The head works of the project consist of , leftbank non-overflow dam, spillway dam, power house and rightbank non-overflow dam. The foundations are very hard gabbrorocks The overall length of the dam is 342.5 m, maximum height 67 m.

Uplift pressure investigations on the head works of this Power Project have begun at the end of 1951. These investigations are of a special interest in view of the fact that the dam of this project closely resembles one of the before mentioned dams as regard to their salient features and structural design (same maximum height, same depth of grout curtain ranging between 35-70 m, drainage being not initially provided for in the design, etc.). Transverse piezometric sections were not established in the dam. Instead there was one longitudinal section with control measuring holes totalling 37 in number. The intakes in these holes were not provided with steel tubes and filters. Some of the holes became clogged towards the beginning of exploitation. The initial observations showed that notwithstanding relatively short elongation of the head works uplift pressure varied greatly at various points. In a number of places (in block No. 6, in block No. 4, in block of generator No. 2) uplift pressure recorded by readings taken in control holes, was much in excess of that assumed in the design. In 1955 observations for uplift pressure were made by means of piezometers of the same type as being used at the before mentioned dam. Observations commenced as soon as the piezometers have been installed. These observations showed rather good correlation of readings taken both in the control holes and newly installed piezometers. Location of piezometers and longitudinal diagram of uplift pressure in head works foundations of this Power Plant are shown in figure 21.

The computations made by the methods, accepted in modern practice of designing showed that the factor of safety against failure by sliding in block No. 4 for extreme design conditions was 0.76 (assuming $\alpha_2 = 1$). Therefore in blocks with high uplift pressure the foundation drainage was provided. This drainage considerably reduced the uplift pressure. This is evident from the uplift pressure diagrams (*fig.* 22) observed in block No. 4 of the spillway dam before and after installation of drainage. Uplift pressure in spite of drainage having been installed, continued to remain high in the left side of block No. 6, in

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

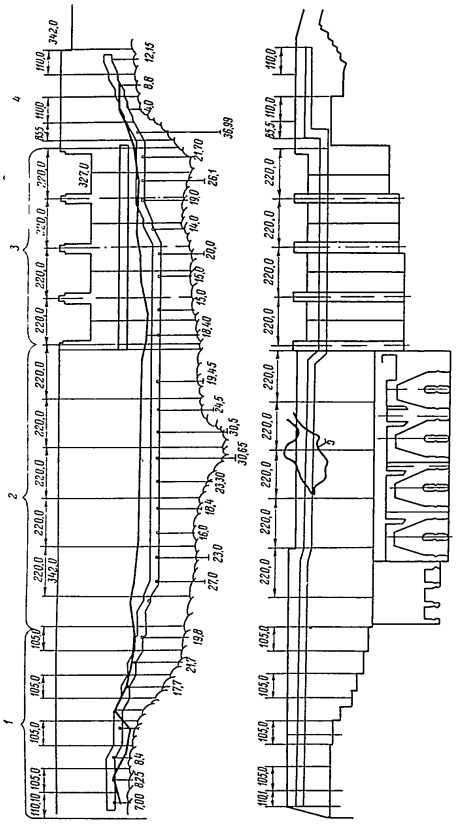


Fig. 11.

adjacent leftbank non-overflow dam and in generating block No. 2. It is most likely that the high uplift pressure under block No. 6 can be explained by the presence in the foundation rock of a deep tectonic fissure. This fissure intersecting the foundation below the base of the

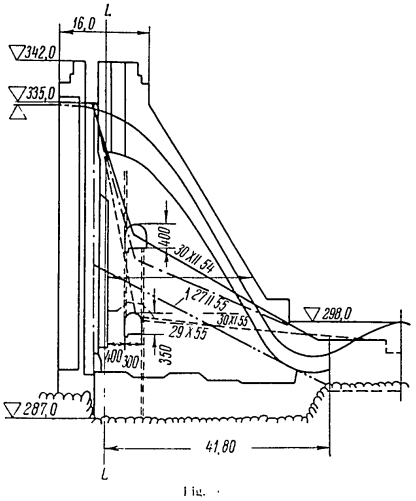


Fig. 12.

LEGEND OF FIGURE 11

Longitudinal uplift pressure diagram
on a dam in the Asiatic part of the U S S R.

Épure longitudinale de sous-pression
à la base du barrage à la partie asiatique de l'U R S S.

(1) Rightbank non-overflow dam — *Barrage sans déversoir, rive droite.*
(2) Power House — *Usine.*
(3) Spillway dam — *Barrage déversoir.*
(4) Leftbank non-overflow dam — *Barrage sans déversoir rive gauche.*
(5) Uncleaned alluvial pot-hole — *Fosse d'alluvions non déblayée.*

Figures at the end of each hole indicate their depth

Les chiffres à l'extrémité des trous donnent leur profondeur.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

dam as well as the zone of metamorphic gabbro around the fissure are filled with clayey material of very low permeability. This prevents the normal flow of the percolating water in the foundation bed and causes adverse upward pressure reducing the efficiency of drainage. The reason why uplift pressure in block with power unit No. 2 is high may be given the following explanation. During excavation work at the dam site there was exposed in this area a deep alluvial " pot-hole " filled with sand-gravel material. Considering the volume and cost of excavation work which would have been required to clean this " pot-hole " it was suggested both by constructing and design engineers that the " pot-hole " should be sealed from the downstream direction by grout curtain with the axis of the latter being curved for this purpose. Location of the above " pot-hole " is shown in figure 21.

Towards the end of 1956 the total number of piezometers has reached 58, the number of measuring sections — 12. Each measuring section has three piezometers : one vertical and two inclined. In 1956 the uplift pressure under the head became constant.

The investigations of uplift pressure carried out at the mentioned Plant make it possible to draw the following conclusions :

1. Uplift pressure over the whole length of the dam has various intensity depending upon the geological structure of the foundation rock as well as upon the quality of grouting operations.

2. The type of piezometer intake first used at before mentioned dams proved quite satisfactory in uplift measurements at the dam in question.

3. Any imperfections of rock structure such as faults, shear zones, tectonic fissures, alluvial pots etc. cause local increase in uplift pressure. At the present time the construction of a gravity dam on a rock foundation without drainage can be expediently accomplished only in those cases, when the cross-section of the dam is determined not by the stability of the dam against failure by sliding or prevention of tensile stresses at the upstream toe of the dam but by some other factors such as the profile of the spillway section, the necessity of providing within the dam some service installations, etc.

5. Installation of piezometers in a dam in service presents no technical difficulties. Such piezometers although they cost more than those installed during the construction are more reliable in practice.

6. Dimensions of the lower gallery (3.5 m by 4.0 m) allowed the foundation grouting to be accomplished from inside this gallery. This reduced the cost of drilling and permitted to study the actual conditions of concrete (strength, moisture content, volume weight, presence of caverns as a result of unsatisfactory placing of concrete) by testing the concrete cores extracted from the holes.

7. The contact between concrete and rock was unsatisfactory. It was difficult to extract the cores containing concrete-to-gabbro contact. Only single such cores have been raised to the surface.

CONCLUSIONS.

The investigations of uplift pressure carried out in the U. S. S. R. on a number of gravity dams erected on rock foundations showed that the total uplift pressure acting on the base of the dam could be controlled to a large extent by a reasonable program of curtain grouting and drainage. Figure 23 shows average composite uplift pressure diagrams for 37 dams with grout curtains and drainage constructed in the U. S. S. R. and elsewhere (U. S. A., Germany, Switzerland, Czechoslovakia, Sweden, Italy, etc.). Examination of these diagrams shows that in most cases more than 80 % of percolation head is lost

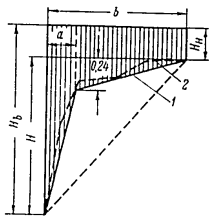


Fig. 23

(*a*) Average uplift pressure diagram computed on the basis of observations.
(*b*) Recommended design uplift pressure diagram
(*a*) *Épure moyenne de sous-pression d'après les données des observations.*
(*b*) *Épure recommandée pour le calcul*

in the region from the grout curtain to the line of drains. Heavy solid line in figure 23 represents the uplift pressure diagram which may be recommended for the design purposes The total uplift pressure may be expressed by the following equation

$$U = \gamma b H_H - \gamma H_{tw} (d - 0.2 b) \quad (1)$$

where

U, full uplift pressure acting on the base of the dam;
b, base width;
γ, volume weight of water.
H_H, hydrostatic head;
H_{tw}, tailwater piezometeric head at the downstream toe of the dam;
d, distance from the upstream face to the line of drainage.

It is true that the recommended diagram for uplift pressure is but a schematic representation of the actual diagram. An adequate grout curtain regardless of drainage considerably reduces the percolation

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

head (50-60 %). The loss of head at the line of drainage is approximately from 20 to 40 %. However, examination of uplift pressure diagrams plotted according to the data obtained from the measurements shows that the correction of curves with respect to losses of head at the grout curtain itself has negligible influence on the total uplift pressure. Moreover, the design based on the recommended formula increases the safety margin.

In some instances due to various causes (insufficient quality of grouting operations, solvent action of ground waters, improper choice of cement type, etc.) the grout curtain may gradually become inadequate. Providing there is a drainage system this would cause only a small increase in uplift pressures.

Experience shows that the renewal of weak deteriorated zones of grout curtains may be accomplished without emptying the reservoir. To make grouting possible from inside the gallery the latter should be of such dimensions as to permit operating of core drilling equipment.

In the case of considerable surface water level variations i. e. in the case of considerable variations of the dam safety margin it is recommended in order to provide normal working conditions for grout curtain (reducing of filtration gradient) that the drain holes should be opened only in the most adverse conditions from the standpoint of dam stability.

To provide a systematic control for uplift pressure in concrete dams it is necessary to install an extensive piezometric net with spacing between measuring sections being 30 to 40 m and between separate piezometers in each measuring section 5 to 10 m. It is recommended to use for the piezometers galvanized tubes 50 mm in diameter. These tubes should be straight (without any bends).

SUMMARY.

The investigations of the uplift pressure intensity in gravity dams built on rock foundations carried out in wide scope on a number of dams constructed in the U. S. S. R. and also numerous investigations carried out abroad showed that in case of grout curtains and drainage more than 80 % of the percolation head is lost in the area between them.

In this case the value of the design uplift pressure, acting on the base of the dam may be expressed by the following formula

$$U = \gamma[bH_u + (H - H_u)\frac{d}{b}],$$

where

U, total uplift pressure acting on the base of the dam;
b, base width.
d, distance from the upstream face to the line of drainage;
γ, volume weight of water.
H, hydrostatic head;
H_u, piezometric head at the downstream toe of the dam.

An extensive piezometric net permits to detect areas with relatively high uplift pressures, which can be reduced by additional grouting the foundation rock in the zone of grout curtain and cleaning the drain holes. The lower gallery should be of such dimensions as to permit operating of core drilling equipment.

RÉSUMÉ

Les recherches sur l'intensité de la sous-pression dans les fondations des barrages poids construits sur rochers, executées en grande échelle sur un certain nombre de barrages en U. R. S. S. ainsi que de nombreuses recherches faites dans d'autres pays, montrent qu'en cas d'existence d'un voile d'injection et d'un drainage de fondation, plus de 80 % de la charge d'infiltration se perdent dans l'espace entre eux.

Dans ce cas la valeur calculée de la sous-pression agissant sur l'empattement du barrage peut être evaluée par la formule suivante :

$$U = \gamma[bH_u + (H - H_u)\frac{d}{b}]$$

ou

U, sous-pression totale agissant sur l'empattement du barrage;
b, largeur du barrage à sa base.
d, distance entre parement amont jusqu'à l'axe de drainage;
H, charge hydrostatique sur le barrage.
H_u, chute piézométrique agissant sur le bord aval de l'empattement du barrage.
γ, poids de volume de l'eau

Un réseau piezométrique developpé permettra de révéler les secteurs où la sous-pression est relativement forte, celle-ci peut être abaissée par une cimentation supplémentaire de la fondation dans la zone du rideau d'injection ainsi que par le nettoyage des trous de drainage.

La poterne inferieure dout avoir des dimensions permettant le travail des opérations de forage

Extrait du *Sixieme Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 131

QUESTION N° 23

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

ORTH
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

SÉLECTION ET CONTROLE DE PRODUITS D'ADDITION PLASTIFIANTS ET ENTRAINEURS D'AIR (MÉTHODE DU LABORATOIRE D'ALBERTVILLE) (*).

J. ORTH

Chef du Service Travaux de la Région d'Équipement Hydraulique Alpes II, Ingénieur en chef à l'Électricité de France.

1. INTRODUCTION.

Des travaux déjà publiés par le Laboratoire d'Albertville, savoir :

— le Rapport n° 94 au Ve Congrès des Grands Barrages en 1955;

— la note qui en constitue la suite, remise en 1957 aux membres du Sous-Comité International du Béton,

ont montré que les effets des additions varient suivant les ciments et les matériaux auxquels ils sont mélangés. Ces effets sont nombreux; certains sont très importants, comme le ralentissement de la prise ou la protection contre le gel.

Il est par conséquent normal de vérifier de plusieurs points de vue l'influence des adjuvants du ciment sur les bétons auxquels on prévoit

(*) *Selecting and checking of plasticizing and air-entraining admixtures (Albertville Laboratory method).*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de les incorporer, afin d'éliminer ceux qui sont préjudiciables, ou même sans effet utile en ce qui concerne la résistance au gel.

Mais la méthode envisagée dans le Rapport nº 94, par le nombre et la variété des éprouvettes à préparer, s'est avérée trop longue et dispendieuse. Aussi a-t-il paru nécessaire de mettre au point une méthode d'essai capable d'une réponse rapide, donc suffisamment sensible, et surtout fidèle, pour sélectionner les produits examinés avant essais sur des bétons réels.

2. BUT DU PRÉSENT RAPPORT.

Dans le Rapport nº 94 déjà cité, il est prévu d'employer un béton gradué selon Faury (A = 26) de 0,1 à 10 mm, au dosage très pauvre de 200 kg de ciment par mètre cube, puis ce même béton au dosage de 400 kg/m³.

Or, la pratique de ce béton de 10 mm, pauvre en ciment, préparé avec du gneiss et un ciment C remarquable par la constance de ses qualités, a montré au cours de six années d'essais, d'une part, que le béton « témoin » sans air se comportait toujours de la même façon au cours des cycles de gel et dégel; d'autre part, que ce béton, dont la résistance au gel ne peut en aucune façon être garantie, peut cependant être fort bien protégé contre la destruction par les cycles de gel et dégel, moyennant emploi de certains produits d'addition; davantage : le classement des additions au moyen d'essais sur ce béton Faury à 200 kg/m³ se maintient dans les bétons réels, qui évoluent dans le même sens et pratiquement dans les mêmes délais.

Il a donc paru intéressant d'adopter ce matériau comme composition de référence et d'en exploiter toutes les possibilités.

Ainsi fut mise au point la méthode actuellement utilisée au Laboratoire d'Albertville pour sélectionner et contrôler les produits d'addition aux bétons (plastifiants ou entraîneurs d'air).

Le présent rapport a pour but d'exposer cette méthode, sur laquelle une courte note a été remise en 1957 aux membres du Sous-Comité du Béton.

3. PRINCIPES DE LA MÉTHODE DE SÉLECTION ET DE CONTROLE DES ADDITIONS.

3.1. Essais.

Avant tout emploi dans les bétons, un produit d'addition est soumis à des essais systématiques pour en vérifier l'influence sur :

3.1.1. la vitesse de prise du ciment ou plus exactement l'évolution de l'hydratation jusqu'à la prise constatée à l'aiguille de Vicat, à + 18° C et à + 2° C et, s'il y a modifications, les conditions dans lesquelles elles se produisent;

3.1.2. les résistances mécaniques et la loi de leur croissance dans le temps, les éprouvettes étant :

a. préparées avec des matériaux et de l'eau à + 18° ainsi qu'à + 2° C;
b. conservées dans l'eau à la même température que celle de gâchage.

On constate ainsi l'influence de l'addition sur la cinétique de l'hydratation et sur les résistances mécaniques. Il ne paraît pas nécessaire de souligner l'importance de ce contrôle dans le cas de produits ralentissant la prise:

3.1.3. la plastification du béton de référence;

3.1.4. le pouvoir entraîneur d'air;

3.1.5. la résistance au gel conférée au béton de référence.

Il n'a pas encore été jugé nécessaire d'opérer aux deux températures de + 18 et + 2° C pour les points 3.1.3 et 3.1.4.

3.2. Ciments.

Les ciments utilisés pour les essais énumérés ci-dessus sont :

3.2.1. le ciment de référence cité à l'article 2;

3.2.2. le ciment auquel l'addition sera associée sur le chantier intéressé;

3.2.3. éventuellement d'autres ciments pour compléter la documentation du Laboratoire.

3.2.4. Il n'est jamais employé de ciments en mélange, sauf si le chantier l'exige, auquel cas le mélange est considéré comme un liant particulier. Les caractéristiques conférant leur individualité aux ciments rendent l'emploi de mélanges très aléatoires pour agréer une addition. Cela s'est trouvé confirmé par la suite des travaux amorcés par le Rapport nº 94, ainsi que par divers auteurs.

3.3. Agrégats.

Un agrégat différent du gneiss adopté comme agrégat de référence est employé chaque fois qu'il peut subsister un doute sur l'efficacité de l'addition. Le choix se porte alors évidemment sur l'agrégat du chantier intéressé.

3.4. Additions.

Les additions sont toutes essayées à trois doses différentes, soit : la dose prescrite par le fournisseur, la demi-dose, et 1,5 fois cette dose.

3.5. Interférences entre agrégats, ciment et additions.

Les interférences entre agrégats, ciment et additions, objet du Rapport nº 94 au Vᵉ Congrès des Grands Barrages, n'ont pas été perdues

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de vue, loin de là. Mais il est inutile d'allonger le présent rapport en les citant. Aussi bien, comme on le verra plus loin, l'activité du Laboratoire a conduit à la découverte d'additions réellement polyvalentes, qui libèrent les Ingénieurs des conséquences de ces interférences et des incertitudes qui en résultent.

4. MODES OPÉRATOIRES ET MATÉRIELS UTILISÉS.

4.1. Vitesse de prise.

La vitesse de prise est déterminée à l'aiguille de Vicat, conformément aux Normes Françaises (N. F. P. 15-301).

4.2. Résistances mécaniques.

Les résistances mécaniques sont déterminées par flexion et compression, conformément aux prescriptions de la Rilem, à 21 jours ou davantage; les éprouvettes prismatiques de $7 \times 7 \times 28$ cm sont conservées dans les conditions prévues à 3.1.2 durant 21 jours et, au-delà de cet âge, dans l'air humide à + 18° pour celles qui ne sont pas soumises au gel; quand les éprouvettes exposées au gel sont enfin suffisamment altérées, les éprouvettes non gelées sont rompues pour permettre la comparaison avec les éprouvettes gelées; dans le cas de grande résistance au gel, il est imposé un minimum de 250 cycles de gel/dégel, sanctionnés par des essais mécaniques tant sur les éprouvettes gelées que sur les éprouvettes témoins, ou non gelées.

4.3. Plastification.

La plastification, ou plus exactement l'ouvrabilité est déterminée au moyen du plasticimètre du Laboratoire, qui se confirme comme l'appareil le plus capable d'intégrer les différentes caractéristiques rhéologiques du béton frais; rappelons ici que cette détermination est basée sur la vitesse d'écoulement du béton frais en vibration à travers un orifice calibré et qu'on attend que le régime soit établi pour mesurer la vitesse de descente du disque chargeant le béton (*fig.* 1).

On trouvera dans les « Communications » une description complète de cet appareil. L'ouvrabilité type est de 30 s, ce qui correspond à des bétons faciles à mettre en œuvre (avec vibration) sur les chantiers.

4.4. Air entrainé.

La quantité d'air entrainé est déterminée suivant le mode opératoire d'un projet de Norme ASTM dit : « Rolling Method », dans un appareil de 2 l de capacité. Un mélange d'eau et d'alcool évite la production excessive de mousse.

4.5. Résistance au gel.

La résistance au gel est déterminée par exposition de prismes de 7 × 7 × 28 cm au gel dans de l'air à — 25° C en mouvement, à faible vitesse, et au dégel dans de l'eau à + 20° C. Le cycle comporte 12 h au gel et 12 h dans l'eau. Tous les cinq cycles, les éprouvettes font

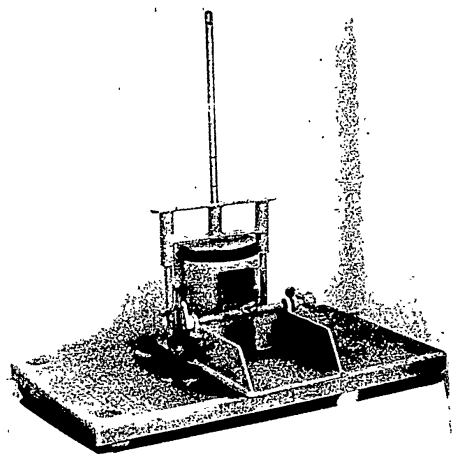


Fig. 1.

Plasticimètre pour bétons gradués jusqu'à 10 mm, monté sur sa table vibrante On distingue les traits de repère sur la tige guidant la descente du disque et la porte de sortie. L'échelle est donnée par la hauteur de la tige : 28 cm.

Plasticity meter (instrument for measuring the workability of concrete up to 10 mm), mounted on vibrating table. The reference marks on the shaft for guiding the descent of the disk and the place where the concrete runs out can be seen. The 28 cm high shaft gives the scale.

l'objet d'une détermination de la vitesse de propagation d'impulsions à haute fréquence produites par un quartz piézo-électrique. La variation de cette vitesse permet de juger de l'altération du béton (*fig.* 2). Il a été constaté que pour une vitesse inférieure à 2 500 m/s, la résistance à la traction mesurée par flexion était pratiquement nulle; pour des vitesses inférieures à 2 000 m/s, les éprouvettes deviennent si

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

fragiles que parfois elles tombent en morceaux au cours du transport et des manipulations entre le frigorifique et les bacs de dégel.

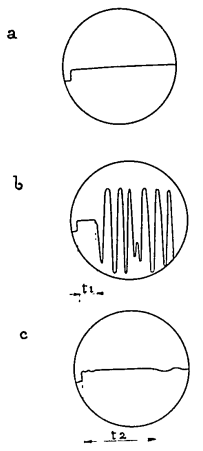


Fig. 2.

Signaux reçus sur l'oscilloscope.

(*a*) Signal sans émission de vibrations.
(*b*) Signal avec émission de vibrations dans un béton *avant* exposition au gel; la vitesse de transmission est grande car la durée du parcours t_1 est petite.
(*c*) Signal reçu sur le même béton, complètement altéré par les cycles de gel/dégel; la vitesse est faible car la durée du parcours t_2 est grande.

Signals received by the oscillograph.

(a) Signal without emission of vibrations.
(b) Signal with emission of vibrations in concrete before *exposure to freezing, the speed of transmission is high, as the duration of the course t_1 is short.*
(c) Signal received on same concrete, completely altered by cycles of freezing and thawing; the speed is low as the duration of the course t_2 is long.

5. MATÉRIAUX.

5.1. Ciment.

On trouvera ci-dessous l'analyse et les caractéristiques principales du ciment de référence pour l'année 1956, au cours de laquelle la plus grande partie des essais fut exécutée.

5.1.1. *Analyse moyenne ;*

Insolubles	0,30
SiO_2	21,55
Al_2O_3	2,75
Fe_2O_3	0,95
CaO	67,15
MgO	1,55
SO_3	1,35
CO_2	0,60
H_2O + M.V.	0,80
Total	100,00
CaO libre	1,90

5.1.2. *Composition potentielle moyenne ;*

C_3A	5,8
C_4AF	2,9
C_2S	52
C_3S	31,2
SO_3Ca	2.

5.1.3. *Caractéristiques moyennes ;*

Prise { début : 1 h 15 ; fin : 7 h 15

		2 j.	7 j	28 j.
Résistance mortier 1 3	traction	17,7	28,7	35.1
	compression	165	310	470
Densité	absolue	–		3,12
	apparente	–		1,095
Expansion Le Chatelier		–		2 mm
S. S. Blaine		–		2750 cm² gr
Retrait ‰	à 28 jours	–		1.35
	à 6 mois	–		1.75

Chaleur d'hydratation (méthode des chaleurs de dissolution).

2 jours	7 jours	28 jours
43	58	69

5.2. Agrégats.

L'agrégat de référence, mentionné plus haut à diverses reprises, est un gneiss connu des géologues sous le nom de gneiss de Belledonne.

Un examen particulier de ce gneiss a été fait par M. Farran, Minéralogiste à l'Université de Toulouse (1) afin de vérifier l'adhérence

(1) J. Farran, *Contribution minéralogique à l'étude de l'adhérence entre les constituants hydratés des ciments et les matériaux enrobés* [*Revue des Matériaux de Construction et de Travaux Publics* (édition C), n° 492, septembre 1956].

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

entre ciment hydraté et agrégats, dont voici la conclusion : « Les gneiss étudiés ne présentent pas de danger d'altération par l'eau. En ce qui concerne l'adhérence au ciment fourni par Électricité de France (ciment de référence ci-dessus) les gneiss sont très nettement à préférer à d'autres roches venant du même chantier. »

5.3. ADDITIONS.

Le Laboratoire d'Albertville a déjà examiné plus de cinquante additions. Dans ce nombre on peut identifier douze lignosulfonates de soude et dix arylalkyls sulfonates divers. Presque toutes sont présentées sous la forme liquide. Très peu d'entre elles se sont montrées capables de satisfaire simultanément aux exigences suivantes :

5.3.1. ne pas changer la vitesse de prise, ou dans le cas des ralentisseurs de prise, avoir une action régulière et contrôlable;

5.3.2. ne pas nuire aux résistances finales;

5.3.3. plastifier effectivement le béton;

5.3.4. provoquer le cas échéant un entrainement d'air en très fines bulles très nombreuses, stables et bien réparties;

5.3.5. conférer au béton une réellement grande résistance au gel, soit 250 cycles et davantage;

5.4. la sélection opérée par le Laboratoire d'Albertville n'a retenu

CAPTION OF FIGURE 3

Tests on Chemical A

Percentages of admixture :

——— *without admixture;*
——— *with* 0.2 % *admixture,*
. . . . » 0.4 % »
- - - - - » 0.6 % »

(*a*) *Speed of setting with pure cement :*
abscissae : length of time in hours;
ordinates : insertion of Vicat needle, in millimeters.

(*b*) *Workability of* 10 mm *concrete .*
abscissae : W/C ratios;
ordinates . time of descent of disk, in seconds.

(*c*) *Air occluded in this same concrete :*
abscissae : ratios of admixture;
ordinates : percentage of air.

(*d*) *Resistance to freezing of this concrete :*
abscissae · age in days, 5 cycles per week, logarithmic scale;
ordinates : speed of supersonic wave in m/s.

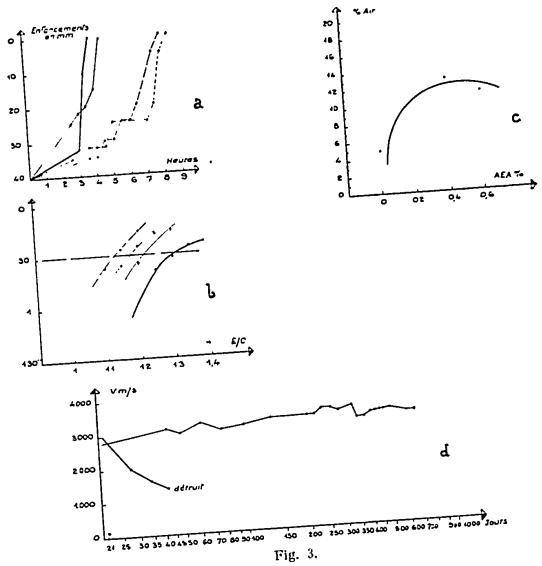


Fig. 3.

Essais sur le produit A.

(*a*) Dosage de l'addition :
——— sans addition;
——— avec 0,2 %,
. . . . . » 0,4 %,
- - - - - » 0,6 %.

(*a*) Vitesse de prise sur ciment pur :
en abscisses : temps en heures;
en ordonnées : enfoncements de l'aiguille de Vicat en millimètres.

(*b*) Plastification sur béton à l'anneau de 10 mm :
en abscisses : rapports E/C;
en ordonnées : durée de descente du disque chargeant le béton, en secondes.

(*c*) Air occlus dans ce même béton :
en abscisses : doses d'addition;
en ordonnées : pourcentage d'air.

(*d*) Résistance au gel de ce même béton :
en abscisses : âge en jours, 5 cycles par semaine, échelle logarithmique;
en ordonnées : vitesse de l'onde ultrasonore en mètres par seconde.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

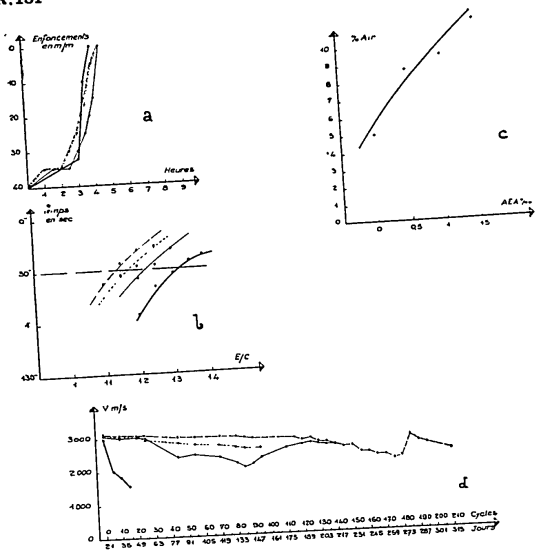


Fig. 4.

Essais sur le produit B.

Dosage de l'addition :

——— sans addition;
——— avec 0,05 %,
. . . . » 0,10 %,
- - - - - » 0,15 %.

Les détails des graphiques *a*, *b* et *c* sont identiques à ceux de la figure 3.
Sur le détail *d*, en abscisses, l'échelle est linéaire.

Tests on Chemical B.

Percentages of admixture :

——— *without admixture;*
——— *with* 0.05 % *admixture,*
. . . . » 0.10 % »
- - - - - » 0.15 % »

Details of diagrams a, b and c are identical to those of Figure 3
On detail d, abscissae, the scale is in meters.

jusqu'à présent que six produits d'addition, soit 10 %, seuls positivement intéressants pour les bétons.

6. RÉSULTATS.

Il ne saurait être question de publier la totalité des résultats (*cf.* 35.) obtenus au Laboratoire d'Albertville.

6.1. Additions citées.

Afin d'orienter le lecteur sur le comportement des additions au cours

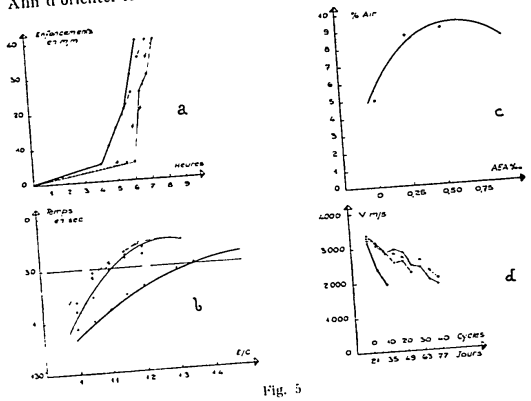


Fig. 5

Essais sur le produit C

Dosage de l'addition :

——— sans addition;
——— avec 0,025 %,
. . . . » 0,050 %,
- - - - - » 0,075 %

Les détails *a*, *b*, *c* et *d* sont identiques à ceux de la figure 4.

Tests on Chemical C.

Percentages of admixture :

——— *without admixture;*
——— *with* 0.025 % *admixture,*
. . . . » 0.050 % »
- - - - - » 0.75 % »

Details of diagrams a, b and d are identical to those of Figure 4.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

du contrôle, il lui sera soumis six exemples caractéristiques choisis pour les raisons suivantes :

6.1.1. *Addition A.*

Ce produit confère au béton de référence une remarquable résistance au gel. De plus, sa supériorité se maintient avec des ciments différents du ciment de référence. Ces résultats sont repris sur la figure 3 et, plus loin, par les figures 9 et 10.

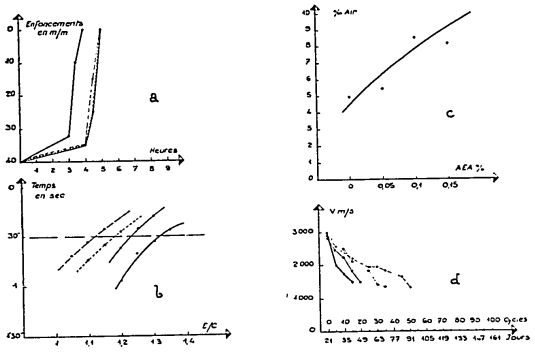


Fig. 6.

Essais sur le produit D.
Au dosage de 200 kg de ciment par mètre cube de béton.

Dosage de l'addition :

——— sans addition;
——— avec 0,05 %,
. . . . . » 0,10 %,
- - - - - » 0,15 %.

Tous les détails *a*, *b*, *c* et *d* sont identiques à ceux de la figure 1.

Tests on Chemical D.
Cement content : 200 kg *per cubic meter of concrete*
percentage of admixture :

——— *without admixture;*
——— *with* 0.05 % *admixture,*
. . . . . » 0.10 % »
- - - - - » 0.15 % »

Details of diagrams a, b, c and d are identical to those of Figure 4.

6.1.2. *Addition B.*

Ce produit confère au béton de référence une protection acceptable contre le gel, comme on peut s'en rendre compte par la figure 4.

6.1.3. *Addition C.*

Ce produit ne satisfait plus aux exigences du Laboratoire en ce qui concerne la protection contre le gel, ainsi que le montre la figure 5.

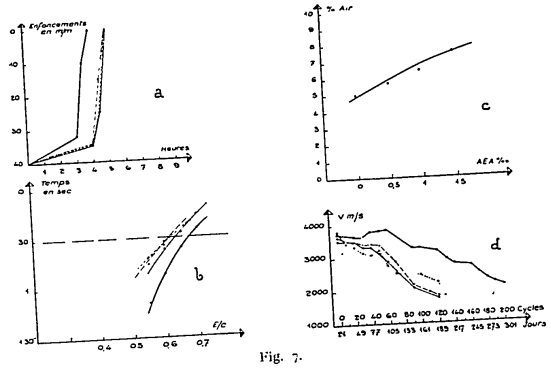


Fig. 7.

Essais sur le produit D.
Au dosage de 400 kg de ciment par mètre cube de béton.

Dosage de l'addition et détails de la figure 7, identiques à ceux de la figure 4.

Tests on Chemical D
Cement content : 400 *kg per cubic meter of concrete.*
Percentages of admixture

and details of Figure 7 *identical to those of Figure* 4.

6.1.4. *Addition D.*

Ce produit, comme le précédent, fut éliminé en raison de la protection insuffisante contre le gel conférée au béton de référence; une contre-épreuve à dosage en ciment plus élevé (400 kg/m³) fut demandée; elle a révélé que les bétons ayant reçu ce produit en addition résistent moins bien au gel que le béton-témoin *sans* addition. Ces résultats sont repris sur les figures 6 et 7.

6.1.5. *Addition E.*

Ce produit a été éliminé, autant pour la protection insuffisante du

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

béton de référence contre le gel, que pour son action sur la prise du ciment. La figure 8 reprend ces résultats (*voir* aussi *fig.* 14).

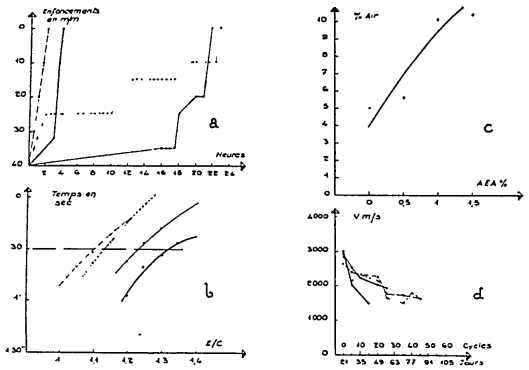


Fig. 8.

Essais sur le produit E.

Dosage de l'addition :
——— sans addition,
——— avec 0,5 %,
..... » 1,0 %,
- - - - - » 1,5 %.

Tous les détails de la figure sont identiques à ceux de la figure 4.

Tests on Chemical E.

Percentages of admixture :
——— *without admixture;*
——— *with* 0.5 % *admixture,*
..... » 1.0 % »
- - - - - » 1.5 % »

All details of this figure are identical to those of Figure 4.

6.2. Résultats généraux.

Pour toutes les additions énumérées ci-dessus, les résultats publiés sont relatifs aux contrôles de :

6.2.1. la prise à 18° (3.1.1);
6.2.2. la plastification (3.1.3);
6.2.3. l'entraînement d'air (3.1.4);
6.2.4. la résistance au gel (3.1.5).

6.3. Résultats particuliers.

La protection contre le gel résultant de l'emploi de l'addition A a fait l'objet d'un contrôle particulier :

6.3.1. d'abord, par emploi d'un ciment italien contenant 30 % de laitier (*cf.* 3.2.2 et 3.2.3), dont la figure 9 rend compte;

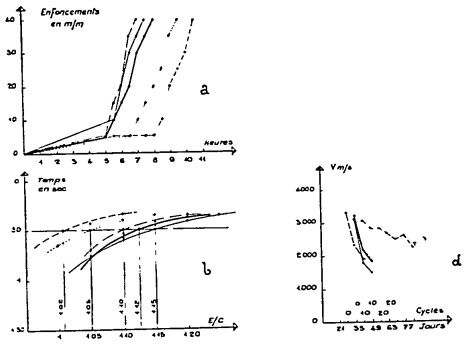


Fig. 9

Essais comparatifs de différentes additions.

Au dosage optimum, avec ciment à 30 % de laitier.
Repérage des additions, dosage et air occlus :
——— béton sans addition : 6,5 % d'air,
——— D à 0,1 % : 5,4 % »
... .. U à 0,25 % : 8,0 % »
- - - - - F à 0,5 % : 8,6 % »
- .-.- A à 0,1 % : 8,5 % »

Les détails *a*, *b* et *d* sont identiques à ceux des figures précédentes.

Comparative tests of sundry admixtures.

With optimum ratio of cement and 30 % *blast-furnace slag cement, the percentages of admixture and occluded air are the following :*
——— *concrete with no admixture* . 6 5 % *air,*
——— D, 0.1 % : 5.4 % »
. ... U, 0.25 % : 8.0 % »
- - - - - F, 0.5 % : 8.6 % »
-.-.-.- A, 0.1 % : 8.5 % »

Details a, b and d are identical to those of preceding diagrams.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

6.3.2. ensuite, par essais comparatifs avec des additions reçues d'Italie, en présence du ciment de référence (*fig.* 10);

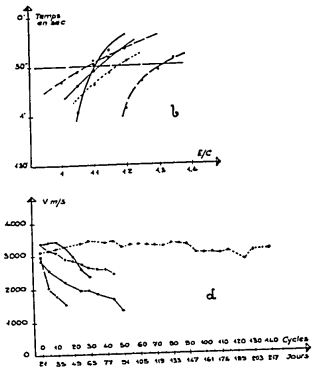


Fig. 10.

Essais comparatifs entre différentes additions avec ciment de référence.

Repérage des additions et dosage :

= = = = béton sans addition;
——— F à 0,2 %,
——— D à 0,15 %,
- - - - - - - - U à 0,3 %,
. . . A à 0,15 %.

Comparative tests with sundry admixtures and reference cement.

= = = = *concrete with no admixture;*
——— F, 0.2 %,
——— D, 0.15 %,
- - - - - - - - U, 0.3 %,
. A, 0.15 %.

6.3.3. puis par emploi de granite au lieu de gneiss, avec un ciment du Sud-Ouest de la France (*cf.* 3.3) (*fig.* 11).

6.4. Résistances mécaniques.

Les résistances mécaniques n'ont été déterminées que pour les éprouvettes contenant l'addition A; il est inutile, en effet, de se préoccuper des résistances que peuvent encore présenter les bétons gelés quand

la vitesse des ultrasons tombe en dessous de 2 000 m/s, car la résistance à la traction est pratiquement nulle : le béton a perdu toute cohésion, car la dilatation résultant des gels successifs a totalement décollé la pâte liante des éléments du granulat, quelle qu'en soit la taille.

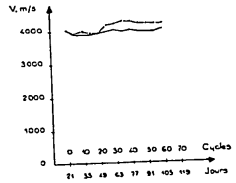


Fig. 11.

Essais sur le béton du barrage de M....

Agrégat : granit.

Ciment de la classe 250/315 AFNOR, du Sud-Est de la France, au dosage de 350 kg/m³; E/C = 0,6.

Granulométrie continue allant jusqu'à 100 mm :

-.-.-.-.-.-. selon Faury;
——— selon Bolomey.

Air occlus 3 %.

Addition : A.

En abscisses :
échelle supérieure : nombre de cycles de gel/dégel;
échelle inférieure : âge en jours

En ordonnées : vitesse de l'onde ultrasonore en mètres par seconde.

Tests on concrete of M dam.

Aggregate : granite.

Cement 250/315 *AFNOR, from South-East France, ratio* 350 kg/m³; W/C = 0.6.

Uniform grading going up to 100 mm.

- - -.-.-.-. *according to Faury;*
——— *according to Bolomey.*

Occluded air : 3 %.

Admixture : A.

Abscissae :
upper scale : number of freezing and thawing cycles;
lower scale : age in days.

Ordinates : speed of supersonic wave in m/s.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

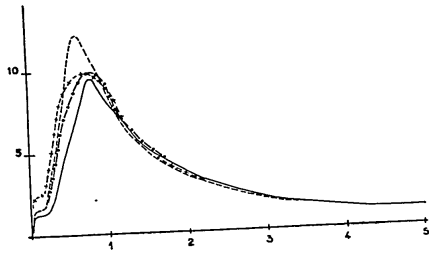


Fig. 12.

Échauffement de mortiers normaux
au cours de la prise du ciment du barrage de Roselend,
avec et sans addition A.

Température de départ : + 18°.
Température ambiante : + 18°.

Expérience faite par la méthode Thermos.

Repérage des mortiers :

———— mortier de ciment *sans* addition;
+ — + — + mortier avec addition A de 0,05 %,
- - - - - - - - - - - - - " " " de 0,10 %.
— — — — — " " " de 0,15 %.

En abscisses : jours.
En ordonnées : élévations des températures en degrés centigrades.

Heating of normal mortars
during setting of cement at Roselend dam
with and without admixture A.

Initial temperature : + 18°.
Ambient temperature : + 18°

Test carried out by Thermos method.

Mortars :

———— *cement mortar*, without *admixture;*
+ — + — + *mortar with admixture* A, 0.05 %;
- - - - - - - - - - - - - " " " 0.10 %;
— — — — — " " " 0.15 %.

Abscissae : days.
Ordinate . rises of temperature in centigrade degrees.

6.5. INVESTIGATIONS COMPLÉMENTAIRES.

Il a été jugé intéressant d'examiner l'influence de deux additions sur le développement de la quantité de chaleur dégagée au cours de l'hydratation du ciment qui sera utilisé pour la construction du barrage de Roselend. Ces déterminations sont reprises sur les figures 12, 13 et 14.

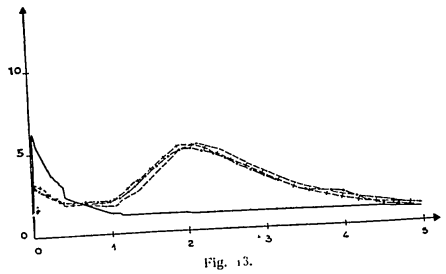


Fig. 13.

Échauffement de mortiers normaux
au cours de la prise du ciment du barrage de Roselend,
avec et sans addition A.

Température de départ : + 2°.
Température ambiante : + °.

Expérience faite par la méthode Thermos.

Le repérage des mortiers
et les doses d'addition sont les mêmes que pour la figure 12.

En abscisses . jours.
En ordonnées : élévations des températures en degrés centigrades.

Heating of normal mortars
during setting of cement at Roselend dam,
with and without admixture A.

Initial temperature : + 2°.
Ambient temperature · + 2°.

Tests carried out by Thermos method.

The mortars and percentages of admixture are the same as for figure 12.

Abscissae · days.
Ordinates . rises of temperature in centigrade degrees

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

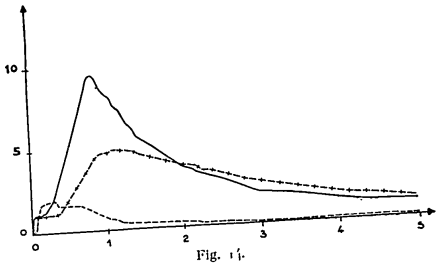


Fig. 14.

Échauffement de mortiers normaux
au cours de la prise du ciment du barrage de Roselend,
avec et sans addition E.

Température de départ : + 18°.
Température ambiante : + 18°.

Expérience faite par la méthode Thermos.

Repérage des mortiers :

———————— mortier de ciment *sans* addition;
— + — + — + — mortier avec 0,5 % de E;
— — — — — — — mortier avec 1,0 % de E.

En abscisses : jours.
En ordonnées : élévation des températures en degrés centigrades.

Heating of normal mortars
during setting of cement at Roselend dam,
with and without admixture E.

Initial temperature : + 18°.
Ambient temperature : + 18°.

Test carried out by Thermos method.

Mortars .

———————— *cement mortar* without *admixture;*
— — — + — *mortar with* 0.5 % *admixture* E;
— — — — — *mortar with* 1.0 % *admixture* B.

Abscissae : days.
Ordinates : rises of temperature in centigrade degrees.

7. DISCUSSION DES RÉSULTATS.

7.1. Appréciation générale.

Le Tableau 1 résume les appréciations portées d'après les sections 6.2 et 6.4.

Tableau 1.

Désignation	Influence sur : la prise	Influence sur : les résistances mécaniques	Pouvoir plastifiant.	Pouvoir entraîneur d'air	Protection contre le gel	Jugement d'ensemble.
Vinylalkyl sulfate de substances organiques + sel de soude)	Ralentit	Aucune. Les bétons gelés et bétons non gelés ont 18 kg/cm² de résistance à la traction ou la compression d'épreuve	Assez bon	Efficace	Très importante	Excellent produit
Butylalkyl sulfate de substances organiques + sel de soude).	Sans action notable	Sans influence fâcheuse sur les bétons non gelés. Les bétons qui ont gelé n'ont plus de résistance à la traction	*Id*	*Id.*	Passable	Produit encore acceptable, bien qu'à la limite des conditions de recette
Ci composition inconnue mais présence certaine de lignine). .	*Id*	*Id.*	Bon	*Id*	Insuffisante	Produit non accepté car les bétons traités ne résistent qu'à 30 cycles
D 80 kg (resine sulfonée sodique). . . .	Ralentit faiblement	*Id.*	Assez bon surtout à forte dose	*Id.*	*Id.*	Produit non accepté car les bétons traités ne résistent qu'à 30 cycles au maximum
D 100 kg. .	*Id*	*Id.*	Faible	Modéré	Négative	Produit non accepté car les bétons traités résistent *moins* bien que le béton témoin !
E (lignine-sulfate de soude).	Ralentit très fortement	Affaiblit les bétons non gelés ; les bétons gelés sont anéantis	Excellent	Efficace	Insuffisante	Produit non accepté pour son influence néfaste sur le béton

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

7.1.1. On peut constater que le produit B (*fig.* 4) malgré 11 % d'air entraîné, protège moins bien le béton que le produit A (*fig.* 3) qui n'incorpore au matériau que 8 % d'air; d'autre part, le produit C (*fig.* 5) excellent plastifiant, protège mal le béton en dépit d'une réduction de l'eau de gâchage et de 8,5 % d'air entraîné.

7.1.2. On peut en dire autant du produit D, qui au dosage en ciment de 200 kg/m³ vaut au béton 8 % d'air entraîné environ (*fig.* 6), mais au dosage de 400 kg de ciment (*fig.* 7) par mètre cube, la quantité d'air tombe à 7,5 % et les bétons avec air entraîné résistent moins bien au gel que le béton-témoin ou béton de contrôle n'ayant pas reçu d'addition preuve de la nocivité du produit à l'égard du ciment.

7.1.3. Le produit E altère fortement la prise du ciment, pour une protection insuffisante (*fig.* 8).

7.2. Contrôle particulier.

Le contrôle particulier du produit A (*cf.* 6.3) montre lui aussi, grâce aux essais simultanés de quatre additions dont deux non citées encore dans le présent rapport, que le produit A maintient sa supériorité sur d'autres produits, pour des taux d'air entraîné identiques (*fig.* 9 et 10).

7.3. Influence sur la chaleur d'hydratation.

L'étude du développement de la chaleur d'hydratation en présence des additions ouvre de nouvelles perspectives en matière de mise au point des additions. L'inhibition du processus d'hydratation à + 18° est spécialement nette pour le produit E (*fig.* 11). Avec ce produit le ciment ne parvient plus à faire prise à + 2° C. L'action du produit A varie suivant les doses, à la température de 18° (*fig.* 12) mais se révèle très régulière à + 2° C (*fig.* 13). Ceci confirme une constatation faite au mois de novembre 1956, au cours de la construction d'un pont à 1500 m d'altitude, en plein hiver : Le produit A ne nuit en rien à la prise du ciment. Les résistances déterminées sur des éprouvettes conservées sur le chantier dans les mêmes conditions climatiques que le pont, et sur des carottes prélevées dans le béton de la voûte en mai 1957, en font foi : leur moyenne est de 325 kg/cm².

7.4. Autres remarques.

Il faut souligner *l'absence d'altération de la résistance à la flexion* des prismes ayant reçu une addition de produit A. Cela tend à prouver que le béton peut subir sans dommage les cycles répétés de gel et dégel, malgré ce qu'on sait, en particulier grâce aux études de M. Powers, des phénomènes qui se produisent dans le béton au cours du gel et provoquent sa destruction.

8. CONCLUSIONS.

8.1. Conclusions sur la méthode exposée et les résultats qu'elle procure.

La sensibilité et la rapidité de réponse du béton à 200 kg m³ d'un agrégat de 0,1 à 10 mm, permettent le contrôle des additions: elles montrent que la protection contre le gel dépend davantage de la composition du produit que de l'air incorporé au béton. Des essais à dosages élevés en ciment cachent cette influence, ainsi que d'autres influences, comme l'action sur la prise.

On peut ajouter que la méthode du béton à 200 kg peut servir à bien d'autres essais, comme le choix des ciments ou de la finesse de mouture.

8.2. Conclusion sur le produit A.

En ce qui concerne le produit A, on peut émettre l'hypothèse suivante : par sa structure moléculaire, cette addition est capable de s'associer, vraisemblablement par liaisons opérées par les ions OH, aux silicates et silicoaluminates calciques présents en tout cas du côté du ciment hydraté, et très souvent du côté des agrégats. Ainsi, l'addition A posséderait la propriété de s'intégrer à la structure même du béton, au niveau du liant, indépendamment des bulles d'air, très petites et très nombreuses, dont il garnit le mortier.

La découverte de produits améliorant effectivement les bétons est l'un des buts que s'est assigné le Laboratoire d'Albertville. Ce but paraît avoir été atteint, non seulement avec l'addition A, mais avec d'autres produits dont les essais, actuellement en cours, sont des plus prometteurs.

8.3. Conclusion générale.

Elle sera empruntée à M. le Docteur Lea, qui certainement ne pensait pas aux « additions » en s'exprimant ainsi au IIIe. Symposium International sur la Chimie du Ciment à Londres en 1952 :

« It is well known that small quantities of impurity will often modify profoundly the habit of growing crystals, and it seems possible that substances might be found either to accentuate or destroy the fibrous character of set cement, with corresponding effects on the physical properties » (²).

(²) *Traduction* : C'est un fait bien connu que de faibles quantités d'impuretés modifient souvent profondément le comportement des cristaux en formation, et il semble possible que des substances peuvent être découvertes, soit pour accentuer, soit pour détruire le caractère fibreux du ciment ayant fait prise, avec toutes les conséquences que cela comporte sur les propriétés physiques du ciment durci.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Cette conception étendue aux additions guide depuis l'origine des travaux du Laboratoire d'Albertville l'activité des Ingénieurs qui en sont responsables.

Il n'existe, au moins pour le moment, qu'un très petit nombre de produits d'addition capables de s'intégrer parfaitement au béton, c'est-à-dire en définitive, au ciment pris ou en cours de prise, tout en y jouant un rôle utile, dans le sens prévu par M. Lea.

Or, il est indispensable de trouver de telles additions, efficaces avec *tous les ciments* et *tous les matériaux*, pour affranchir les constructeurs des essais préliminaires évoqués dans le Rapport nº 94 remis au Vᵉ Congrès des Grands Barrages. Alors, en utilisant simultanément tous les facteurs capables d'améliorer la résistance au gel du béton, ainsi que ces produits d'addition, on fabriquera des bétons capables de durer cinq à six fois plus longtemps, et qui sait, peut-être davantage, que les bétons d'autrefois.

Ainsi, la solution pratique du problème posé par la résistance au gel du béton est à notre portée. Il restera à l'expliquer.

RÉSUMÉ.

Les travaux exposés dans le Rapport nº 94 (Question 19) au Vᵉ Congrès des Grands Barrages ont été poursuivis. Ils ont conduit à une méthode de sélection et de contrôle des « additions », spécialement celles qui augmentent la résistance au gel des bétons, qui constitue l'objet essentiel du présent rapport.

L'influence d'une addition, à des doses différentes, sur :

- la vitesse de prise;
- l'entraînement d'air;
- la plastification;
- la résistance au gel;
- les résistances mécaniques, pour autant que la résistance au gel soit une réalité,

est systématiquement vérifiée.

Accessoirement, des essais comparatifs ont été exécutés, ainsi que des déterminations de chaleur d'hydratation d'un ciment défini, avec et sans addition.

Un résultat important de l'emploi de cette méthode est d'avoir fait découvrir des additions présentant un très grand intérêt, tant en ce qui concerne la protection contre le gel que la plastification et la conservation des résistances mécaniques.

SUMMARY.

The work of which an account is given in Report No. 94 (Question 19) of the Vth International Congress on Large Dams has been carried on.

It has resulted in the elaboration of a method for selecting and checking admixtures, specially those which increase the resistance of concrete to freezing, which form the main subject of this report.

Systématic checking of the influence of different quantities of admixtures on :

- setting speed;
- air entraining;
- plastification;
- resistance to frost;
- strength, in so far as the resistance to frost is real.

Accessorily, comparative tests were carried out, together with the determination of the hydration heat of a given cement, with and without admixtures.

An important achievement resulting from this method is the discovery of admixtures which are highly interesting both from the point of view of protection from frost and from that of the preservation of concrete strength.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 132

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. MAIGRE ET
J. BARGE
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

COMPACTAGE DES MATÉRIAUX UTILISÉS POUR LA CONSTRUCTION DU NOYAU IMPERMÉABLE DE LA DIGUE DE SERRE-PONÇON (*).

R. MAIGRE,

Ingénieur en Chef à l'Électricité de France,
Chef d'Arrondissement de la Haute-Durance,
Région d'Équipement Hydraulique Alpes III

et J. BARGE,

Ingénieur à l'Électricité de France,
Chef d'Aménagement de Serre-Ponçon,
Région d'Équipement Hydraulique Alpes III.

I. — DESCRIPTION SOMMAIRE DU BARRAGE.

Pour régulariser la Durance, tant au point de vue énergétique qu'agricole, l'Électricité de France édifie actuellement à Serre-Ponçon un barrage en terre d'une hauteur de 130 m au-dessus de la fondation alluviale.

Cet ouvrage, situé à 30 km au Sud-Est de Gap (département des Hautes-Alpes), intéresse un bassin versant de 3 600 km², dont près

(*) *Compaction of materials for the construction of the watertight core of Serre-Ponçon earth dam.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

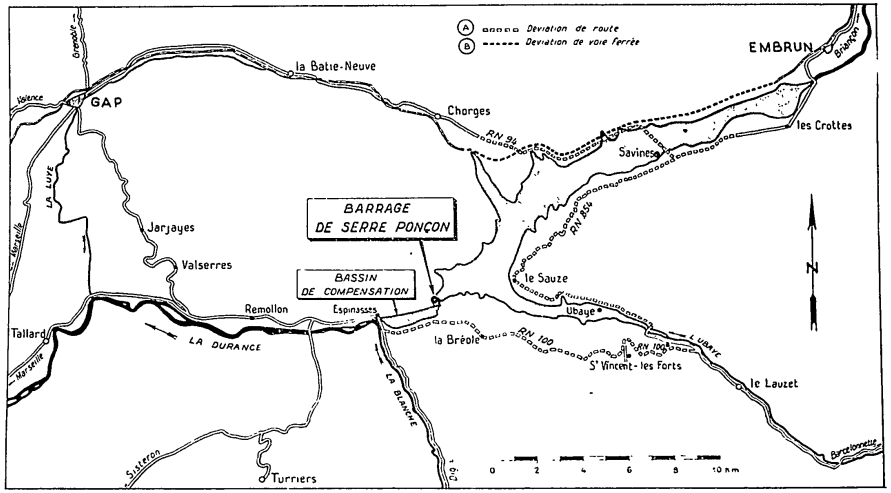


Fig. 1.

Plan général de situation.

Map showing situation of dam.

(A) □ □ □ □ □ Déviation de route *Diversion of road.*
(B) — — Déviation de voie ferrée *Diversion of railway.*

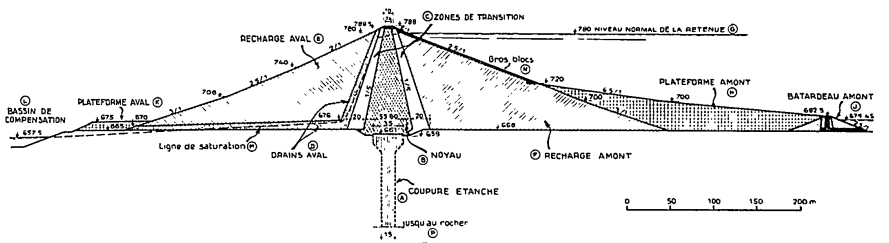


Fig. 2.

Profil type de la digue.

Typical cross of embankment.

(A) Coupure étanche = *Grouted cut off.*
(B) Noyau = *Core.*
(C) Zones de transition = *Transition zones.*
(D) Drains aval = *Downstream drains.*
(E) Recharge aval = *Downstream shell.*
(F) Recharge amont = *Upstream shell.*
(G) Niveau normal de la retenue = *Normal water level.*
(H) Plate-forme amont = *Upstream berm.*
(J) Batardeau amont = *Upstream cofferdam.*
(K) Plate-forme aval = *Downstream cofferdam.*
(L) Bassin de compensation = *Regulation pool.*
(M) Ligne de saturation = *Line of saturation.*
(N) Gros blocs = *Large blocks.*
(P) Jusqu'au rocher = *Down to bedrock.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de 60 % se trouvent au-dessus de l'altitude 2 000. La capacité totale de la retenue sera de 1200 millions de mètres cubes à la cote normale 780 pour une surface du plan d'eau de 2 900 ha (*fig.* 1). La capacité utile variera suivant les années entre 700 et 900 millions de mètres cubes, soit 30 % environ des apports annuels moyens.

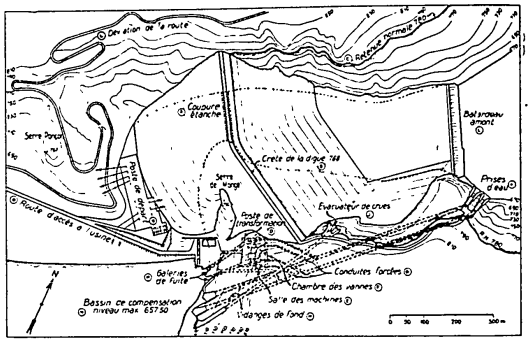


Fig. 3.

Plan d'ensemble des ouvrages.
Map showing structures.

(A) Coupure étanche = *Grouted cut-off.*
(B) Crête de la digue : 788 = *Crest of dam at El* 788.
(C) Retenue normale : 780 = *Normal water level* : 780.
(D) Poste de transformation = *Transformer station.*
(E) Salle des machines = *Machine hall*
(F) Chambre des vannes = *Gate chamber.*
(G) Conduites forcées = *Penstocks.*
(H) Vidanges de fond = *Bottom openings.*
(J) Évacuateurs de crues = *Spillways*
(K) Prises d'eau = *Intakes*
(L) Batardeau amont = *Upstream cofferdam.*
(M) Galeries de fuite = *Tailrace tunnels.*
(N) Bassin de compensation = *Regulation pool.*
Niveau maximum : 657,50 = *Maximum elevation* : 657.50.
(P) Poste de départ = *Switchyard*
(R) Route d'accès à l'usine = *Access road to power-station.*
(S) Déviation de la route = *Diversion of road*

Topographiquement, le site de Serre-Ponçon est particullèrement favorable à l'établissement d'une grande digue, un canyon étroit, taillé dans le calcaire dur du lias inférieur, succédant à une vallée largement ouverte creusée dans les marnes friables et les calcaires marneux du

lias supérieur. Ces formations sont parfaitement imperméables et la cuvette sera étanche.

Par contre, dans la traversée du cayon de Serre Ponçon, la Durance coule sur une couche de graviers, en général très perméables, de plus de 110 m d'épaisseur. Pour mettre la digue à l'abri du risque de « renard » on a constitué, par injection d'argile et de ciment dans les alluvions en place, un écran étanche situé dans le plan médian de la digue et descendu jusqu'au rocher (1).

Le noyau étanche de la digue s'appuie sur la partie supérieure de cet écran (*fig.* 2).

La digue a une épaisseur à la base de 650 m et une largeur en crête de 600 m.

Pour des raisons d'économie, l'écran étanche a été réalisé dans la partie la plus étroite de la gorge située à la partie aval du canyon. Ceci a nécessité d'imposer à la digue un tracé en plan légèrement concave vers l'amont (*fig.* 3). Le mamelon rocheux du Serre de Monge est intégré dans la digue (*fig.* 4).

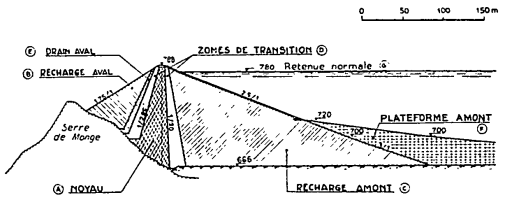


Fig. 4.

Profil type de la digue rive gauche, au droit du « Serre de Monge ».
Typical cross-section of left bank embankment, at Serre de Monge spur.

(A) Noyau = *Core.*
(B) Recharge aval = *Downstream shell.*
(C) Recharge amont = *Upstream shell.*
(D) Zones de transition = *Transition zones.*
(E) Drain aval = *Downstream drain.*
(F) Plate-forme amont = *Upstream berm.*
(G) Retenue normale = *Normal water level.*

La digue de Serre-Ponçon est du type à noyau central étanche. Le noyau a une épaisseur de 55,6 m à la base et de 7,40 m à la cote 786,50. Il est constitué par des terres légèrement; argileuses compactées (perméabilité : 10^{-7} cm/s). Il s'appuie, soit sur des alluvions injectées de l'écran soit sur le rocher (*fig.* 5).

(1) La réalisation de cet écran a fait l'objet du Rapport n° 79, Question 16, au Congrès International des Grands Barrages, Paris, 1955 : *Réalisation par injection d'un écran imperméable en matériaux alluvionnaires,* par R. Maigre.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Fig. 5.

Coupe longitudinale de la digue suivant les galeries d'injections.
Longitudinal section of dam following grouting galleries.

(A) Crête de la digue : 788 = *Crest of dam at El. 788.*
(B) Niveau normal de la retenue = *Normal water level.*
(C) Coupure étanche = *Grouted cut-off.*
(D) Galerie d'injections rive droite – *Right bank grouting gallery.*
(E) Injections du contact noyau-rocher = *Grouting of contact between core and rock.*
(F) Galeries d'injections rive gauche = *Left bank grouting gallery.*
(G) Forages d'aération = *Ventilation holes.*
(H) Ecran « du collet du Serre de Monge » = "*Serre de Monge saddle*" : *grout screen.*
(J) Voile au large = *Abutment grouting screen.*
(K) Injections depuis l'évacuateur de crues = *Grouting from spillway.*
(L) Injections depuis les galeries de dérivation provisoire.
Grouting from temporary diversion tunnels.

Le noyau est protégé à l'amont et à l'aval par deux zones de transition symétriques dont l'épaisseur varie de 20 m à la base à 5 m au sommet. Ces zones sont constituées par des alluvions de la Durance extraites à sec dans la ballastière aval et particulièrement riches en éléments silteux (pourcentage d'éléments inférieurs à 80 μ supérieur à 6 %).

La recharge amont est constituée par les alluvions les plus perméables existant dans la ballastière aval. On emploie, pour la constitution de la recharge aval, les matériaux alluvionnaires tout venant extraits également dans la ballastière aval. Certains de ces matériaux contiennent jusqu'à 10 % en poids d'éléments inférieurs à 80 μ et peuvent avoir une perméabilité très faible ($K = 10^{-5}$ à 10^{-6} cm/s après consolidation).

Pour améliorer les conditions de stabilité de la recharge aval et éviter des résurgences sur le parement aval, on a disposé deux drains qui forment un dièdre dont une face est appliquée sur la fondation alluvionnaire, l'autre sur la zone de transition aval. L'épaisseur de ces drains varie de 5 à 10 m (*fig.* 2). Ils sont constitués avec des matériaux alluvionnaires contenant moins de 2 % d'éléments inférieurs à 80 μ, extraits dans l'eau avec effet de lavage, d'une ballastière située dans le lit de la rivière en amont de la digue. La perméabilité de ces matériaux après consolidation est de l'ordre de 10^{-2} à 10^{-3} cm/s. Moyennant ces précautions la ligne de saturation reste dans les drains et la recharge aval demeure sèche (*fig.* 2). L'ensemble des matériaux alluvionnaires est compacté par couches de 0,60 m d'épaisseur au moyen de rouleaux à pneumatiques pesant 45 t et effectuant quatre passages (pression de gonflage des pneumatiques : 6,5 kg/cm²). Les matériaux compactés ont des densités sèches qui varient suivant la granulométrie entre 2,250 et 2,350 t/m³. La résistance au cisaillement de ces matériaux est très importante (angle φ de l'ordre de 42 à 43°). Même lorsque ces matériaux comportent 10 % d'éléments inférieurs à 80 μ, l'angle φ dépasse 40°.

L'excellente qualité des matériaux alluvionnaires qui constituent les zones de transition et les recharges a permis de doter la digue de talus relativement raides dont la pente varie de 1,75/1 à 3/1, la stabilité de l'ouvrage et de ses fondations restant malgré cela très largement assurée.

La protection du talus aval contre le ravinement des eaux de pluie est assurée par une couche de 1 m d'épaisseur de galets d'un diamètre compris entre 100 et 400 mm.

La protection du talus amont contre l'action des vagues est assurée dans la partie qui sera découverte lors des vidanges annuelles, soit jusqu'à la cote 720, par une couche de 1 m d'épaisseur de blocs dont le volume unitaire varie entre 10 et 500 l et le volume moyen de 100 l environ. Les blocs sont déposés en vrac sur une couche identique à celle qui sert de protection au talus amont.

La construction de la digue ainsi qu'elle a été définie nécessite la mise en place de 12 millions de mètres cubes d'alluvions compactées et 2 millions de mètres cubes de matériaux imperméables.

Le noyau s'appuie, comme nous l'avons écrit plus haut, soit sur des

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

alluvions injectées faiblement compressibles, soit sur du rocher incompressible. Par ailleurs, les rives sont escarpées et présentent des à-pics marqués. Il en résulte que le noyau sera soumis à des tassements différentiels importants surtout pendant la construction de l'ouvrage. Pour éviter la formation de fissures dangereuses et pour que celles qui pourraient se former se referment d'elles-mêmes, il est nécessaire que les matériaux du noyau restent plastiques après compactage. Ils seront compactés à une teneur en eau dépassant nettement l'optimum. Ces matériaux qui, après compactage seront près de la saturation, ne seront pas soumis à une consolidation supplémentaire au moment de la mise en eau. Même compactés du côté humide, ces matériaux ont une résistance au cisaillement importante ($\varphi = 28$ à $30°$ en essais non consolidés rapides) peu différente de celle qu'ils auraient s'ils étaient compactés à l'optimum.

Les pressions interstitielles qui prendront naissance dans le noyau se dissiperont en grande partie avant la fin de la construction de l'ouvrage à cause de la faible teneur en argile des matériaux du noyau et de la faible épaisseur de ce noyau. Toutefois, la stabilité du barrage a été vérifiée dans le cas où les matériaux du noyau auraient un angle $\varphi = 0$.

II. — CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS POUR LA CONSTRUCTION DU NOYAU ÉTANCHE.

a. Reconnaissance de la ballastière (*fig.* 6).

La ballastière des Lionnets est située rive gauche de la Durance, à l'amont immédiat de la digue. Elle s'étend entre les cotes 685 et 730 et affecte sensiblement en plan la forme d'un rectangle de 550 m de longueur pour 400 m de largeur. Elle est limitée, à sa partie inférieure, par une route nationale qui la sépare de la Durance dont le lit se situe à quelques mètres en contrebas (cote 675,00), latéralement par deux torrents dont l'un dit des « Lionnets » a donné son nom au quartier.

La ballastière est divisée en deux zones topographiquement et géographiquement distinctes :

— La zone « Molera », qui borde la route nationale, est en légère pente;

— La zone « Gravas » qui constitue la partie supérieure de la ballastière est à forte pente. Elle se termine à l'endroit où les schistes sous-jacents apparaissent sous forme de falaise.

La reconnaissance de cette ballastière a été exécutée au moyen de 30 sondages de petit diamètre (115 à 65 mm) répartis uniformément sur la surface de la ballastière. Ces sondages ont été réalisés à la sondeuse rotative sans injection d'eau ni d'air pour ne pas modifier la teneur en eau des matériaux. Les sondages ont été arrêtés, soit au rocher, soit au

niveau de la nappe phréatique de la Durance (cote 675). La longueur des forages a varié entre 4,40 et 33,60 m. La prospection a été complétée par quatre forages de grand diamètre (520 à 460 mm) exécutés à la curette. Ces forages ont permis de compléter les renseignements granulométriques donnés par les forages de petit diamètre et ils ont également fourni une quantité importante de matériaux pour les divers essais de laboratoire.

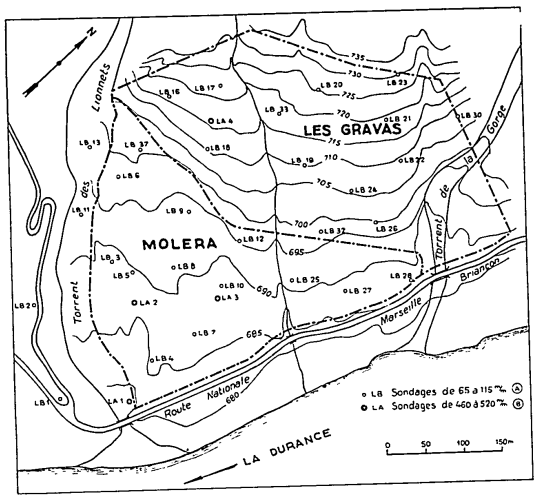


Fig. 6.

Plan de la ballastière des Lionnets.
Position des sondages de reconnaissance.

Map of " les Lionnets " borrow-zone.
Positions of reconnaissance boreholes.

○ LB Sondages de 65 à 115 mm (A) = *Boreholes 65 to 115 mm in diameter.*
◎ LA Sondages de 460 à 520 mm (B) = *Boreholes 460 to 520 mm in diameter.*

L'épaisseur moyenne des matériaux utilisables est de 17 m pour la zone Molera et de 25 m dans la zone Gravas. Le cube de matériaux disponible est ainsi de 3 000 000 de mètres cubes.

La densité sèche des matériaux dans la ballastière est en moyenne

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

de 1500 kg/m³ et, après compactage et consolidation, la densité sèche des matériaux du noyau est de l'ordre de 1900 kg/m³. La ballastière des Lionnets qui permet de constituer un noyau de 2 300 000 m³ est donc suffisante comme source de matériaux imperméables.

b. NATURE DES MATÉRIAUX.

1° *Granulométrie.*

Nous étudierons successivement les matériaux extraits des deux zones.

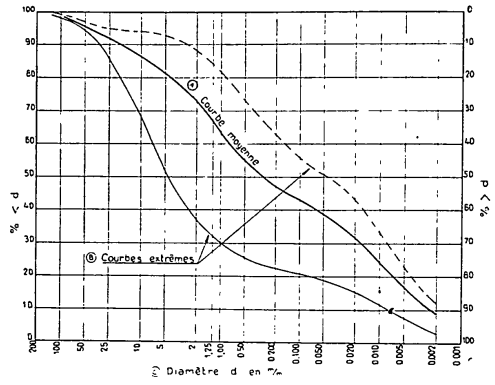


Fig. 7.

Courbes granulométriques des matériaux de la zone « Molera ».

Grading curves of materials from " Molera " zone.

(A) Courbe moyenne = *Average curve*
(B) Courbes extrêmes = *Extreme curves.*
(C) Diamètre *d* en mm = *Diameter d in mm*

La zone de Molera constitue le cône de déjection du torrent des Lionnets dont le bassin versant relativement important est constitué par des marnes et des calcaires marneux recouverts en certains endroits par des moraines glaciaires. Ces terrains, très sensibles à l'érosion, ont été fortement entaillés par le torrent. Les matériaux que le torrent a déposés dans son cône de déjection sont constitués par un squelette pierreux important formé par des morceaux de calcaire du lias et des blocs morainiques noyés dans une terre légèrement argileuse. La granulométrie est assez variable d'un forage à l'autre et à l'intérieur de chaque forage, ainsi qu'en témoignent les courbes granulométriques (*fig.* 7).

Les éléments d'un diamètre inférieur à 2 μ représentent 9 % du poids des matériaux.

Les matériaux de la zone Gravas sont constitués par des éboulis de pente des falaises schisteuses qui se trouvent au-dessus. Les éboulis de pente ont été remaniés par deux petits torrents, l'un qui limite la zone au Nord-Est, l'autre qui traverse cette zone. Le squelette pierreux est peu important. Il s'agit en fait de morceaux de marnes schisteuses, plus ou moins décomposés et friables. L'importance de ce squelette est variable et dépend de l'activité des cycles d'érosion. Les éléments d'un diamètre inférieur à 2 μ représentent 13 % du poids des matériaux. La granulométrie des matériaux est représentée par la courbe de la figure 8.

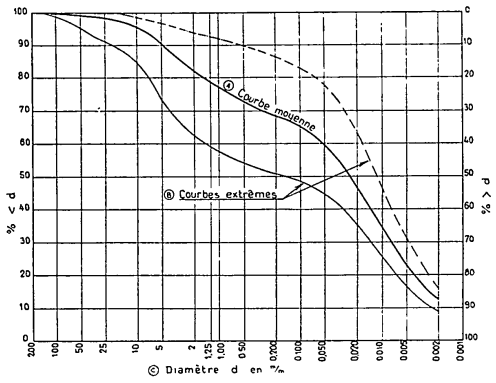


Fig. 8.

Courbes granulométriques des matériaux de la zone « Gravas ».

Grading curves of materials from " Gravas " zone.

(A) Courbe moyenne = *Average curve.*
(B) Courbes extrêmes = *Extreme curves.*
(C) Diamètre *d* en mm = *Diameter d in mm.*

L'évolution des matériaux de la ballastière des Lionnets au point de vue minéralogique a été étudiée par la Faculté des Sciences de Marseille. Il en résulte que ces matériaux sont géologiquement et minéralogiquement stables et ne contiennent pratiquement pas de sels solubles dans l'eau de la Durance.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2° *Teneur naturelle en eau.*

Les prélèvements effectués au cours des sondages ont permis de déterminer les teneurs naturelles en eau des différents matériaux. Ces teneurs naturelles sont très variables. Elles dépendent, en particulier, de la présence de lits à structure granulométrique plus ouverte qui constituent des drains (*fig.* 9).

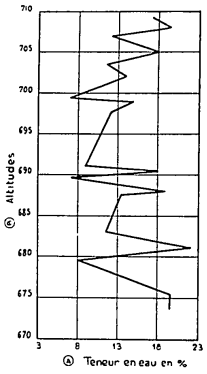


Fig. 9.
Teneur en eau naturelle
Sondage LB 19.
Abscisses : (A) Teneur en eau en %.
Ordonnées : (B) Altitudes.
Natural water content.
Bore hole LB 19.
Abscissae : (A) *Water content in* %.
Ordinates : (B) *Elevations.*

Pour la région Molera la teneur en eau moyenne est de 10 %, elle est de 12,4 % pour la région des Gravas.

3° *Limites d'Atterberg.*

Les limites d'Atterberg déterminées sur les éléments inférieurs à 0,5 mm sont les suivants :

	Limite de liquidité (%).	Limite de plasticité (%).	Indice (%).
Molera.....	27	20	7
Gravas	28	19.5	8.5

Il s'agit donc de matériaux ayant des limites d'Atterberg très voisines et qui peuvent être classés dans la catégorie des limons argileux légèrement plastiques.

III. — ESSAIS DE LABORATOIRE. DIGUES D'ESSAIS. DÉTERMINATION DES NORMES DE COMPACTAGE.

a. Essais préliminaires de laboratoire.

1° *Essais de compactage.*

Compte tenu de la présence, dans certains matériaux, d'un squelette pierreux relativement important qui normalement gêne le compactage du mortier (éléments d'un diamètre inférieur à 5 mm) et du fait que le laboratoire ne disposait à l'époque que du matériel de compactage standard, l'énergie de compactage a été fixée *a priori* à 10 000 kgm/m³, soit les 2/3 de l'énergie AASHO.

Les résultats ont été les suivants :

Provenance des matériaux.		Densités sèches obtenues (t/m³).	Teneur optimum correspondante (%).
Zone Molera	... .	Maximum 1,950	15,2
		Minimum 1,860	12,2
		Moyenne 1,880	14,2
Zone Gravas.	..	Maximum 1.880	17
		Minimum 1.790	14.5
		Moyenne 1.820	15.7

Il s'agit de résultats intéressant des échantillons moyens correspondant à des hauteurs d'extraction de 6 à 7 m. Dans le cas de hauteurs d'extraction plus faibles, les écarts sont plus importants et en particulier les densités minima obtenues sont de 1,81 t/m³ pour la zone Molera et 1,70 t/m³ pour la zone Gravas correspondant à des teneurs optimum en eau de 16,5 et 20 %. Ces résultats font apparaître un comportement très hétérogène des matériaux au compactage, les matériaux de la zone Molera donnant, pour une même énergie de compactage, des densités sèches plus élevées pour des teneurs optimum en eau plus faibles.

2° *Essais de perméabilité.*

Les essais ont été effectués sous un gradient inférieur à 10 et sur des matériaux d'un diamètre inférieur à 5 mm compactés à l'optimum avec une énergie de compactage de 40 000 kgm/m³ mais non consolidés.

Les perméabilités verticales moyennes, au bout de 50 h d'essai ont été les suivantes :

— Matériaux de la zone Molera : $K = 1.10^{-7}$ cm/s;
— Matériaux de la zone Gravas : $K = 1.10^{-7}$ cm/s.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Compactés avec la même énergie les matériaux des zones Gravas et Molera ont donc des perméabilités équivalentes.

3° *Résistance au cisaillement.*

Ces essais ont été effectués sur des matériaux d'un diamètre inférieur à 5 mm compactés à l'optimum avec une énergie de compactage de 40 000 kgm/m³. Les résultats ont été les suivants :

φ, angle de frottement interne en degrés;
C, cohésion en kg/cm².

Provenance des matériaux.	Densités sèches (t/m³).	Essais non consolidés rapides φ	Essais non consolidés rapides C	Essais consolidés rapides φ	Essais consolidés rapides C	Essais consolidés lents φ	Essais consolidés lents C
Zone Molera	1.85	23	1	27	0,8	30	0.8
	1.91	24	0	33	0	34	0,25
Zone Gravas	1.77	18	0.36	-	-	30	0
	1,80	24	1 15	29	0	29	0.5

Si l'on tient compte du fait que la présence du squelette pierreux doit normalement augmenter l'angle φ, on peut en conclure que les matériaux de la ballastière des Lionnets possèdent une bonne résistance au cisaillement, et une cohésion faible, ainsi que pouvait le laisser prévoir leur composition minéralogique.

4° *Conclusion des essais préliminaires.* — Les premiers essais ont fait apparaître que les matériaux de la ballastière des Lionnets convenaient parfaitement à la constitution d'un noyau étanche, leur perméabilité étant faible et leur résistance au cisaillement relativement importante.

Il était toutefois indispensable d'étudier l'influence du squelette pierreux sur les différentes caractéristiques des matériaux, en particulier sur les densités sèches et de déterminer les normes de compactage à appliquer sur le chantier.

Cette étude a été faite au moyen d'une digue d'essai en utilisant pour le compactage des moyens industriels.

III. — DÉTERMINATION DES NORMES DE COMPACTAGE.

a. Digue d'essai.

Cette digue a été réalisée dans la zone Molera. Elle était constituée de cinq bandes de 6 m de largeur et de 80 m de longueur. Les 30 m centraux seuls étaient utilisés, les 50 autres mètres servant de rampes d'accès et d'aire de rotation des engins. L'épaisseur de chaque levée était de 0,25 m avant compactage. Les matériaux étaient extraits dans la zone Molera à proximité du sondage LA 3 et dans la zone Gravas à proximité du sondage LA 4. L'extraction était faite au moyen d'une

pelle de 1 100 l de capacité de godet travaillant en butte sur des fronts de 5 à 6 m. Le transport s'effectuait au moyen de deux Euclids à ouverture par le fond de 12 cy de capacité. Un bulldozer D 8 traînant une herse du type Mac Coy réalisait l'épandage des matériaux. La herse les débarrassait des éléments d'un diamètre supérieur à 150 mm. L'arrosage, après des essais infructueux avec une tonne à eau, était fait avec un pulvérisateur. Un tandem-disc Ransome homogénéisait la teneur en eau. Le compactage était réalisé par un rouleau à pieds de mouton Tournapacker Letourneau de 18 t de poids total, composé de deux cylindres attelés en parallèle. La pression spécifique théorique exercée par les pieds était d'environ 100 kg/cm². Un tracteur D 8 remorquait le train de rouleaux à environ 5 km/h.

Les 30 m utilisables dans chaque bande étaient découpés en trois sections de 10 m (*fig.* 10).

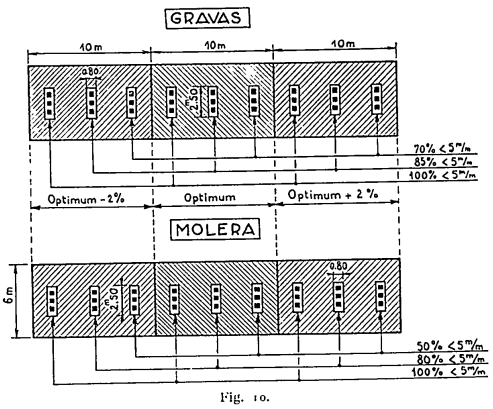


Fig. 10.

Digue d'essai. Disposition des échantillons préfabriqués

Test embankment. Arrangement of prefabricated samples.

Une section était composée de matériaux à une teneur en eau égale à l'optimum moins 2 %, l'autre de matériaux à l'optimum, et la troisième à l'optimum plus 2 %.

Afin de faciliter l'étude de l'influence du squelette sur la densité sèche et de déterminer par similitude d'effet l'énergie de compactage de laboratoire correspondante à l'énergie « chantier », on creusait dans

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

chaque section trois fosses en forme de tronc de pyramide de 0,30 m de profondeur, 2,50 m de longueur et 0,80 m de largeur. On disposait dans une de ces fosses des matériaux contenant 100 % d'éléments inférieurs à 5 mm et dans les autres des matériaux comportant des pourcentages variables d'éléments supérieurs à 5 mm de façon à couvrir l'ensemble de l'éventail granulométrique de la ballastière. Dans chaque fosse on prélevait trois échantillons dans les zones où le compactage était uniquement dû à l'influence du rouleau (entre les traces des chenilles des tracteurs).

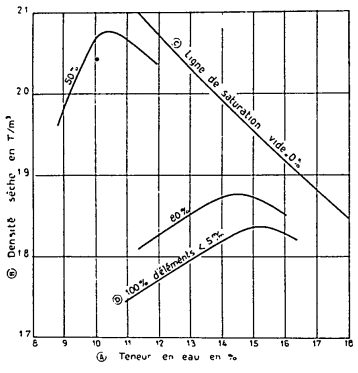


Fig. 11.

Courbes de compactage des matériaux
de la zone « Molera » établies d'après les résultats de la digue d'essai.

Compaction curves of materials
from " Molera " zone, established according to results obtained in test embankment.
(A) Teneur en eau en % = *Water content in %.*
(B) Densité sèche en t/m³ = *Dry density in t/m³*
(C) Ligne de saturation — vide 0 % = *Saturation line — 0 air voids curve.*
(D) 100 % d'éléments < 5 mm = 100 % *particles* < 5 mm.

Ces essais en vraie grandeur ont permis d'arriver aux conclusions suivantes :

1° L'humidification des matériaux sur les levées de compactage est très laborieuse, sinon impossible, lorsqu'il est nécessaire d'ajouter plus de 2 % du poids d'eau.

2° Les densités sèches augmentent rapidement jusqu'à huit passages

simples du rouleau. Au-delà, notamment pour les matériaux Molera, l'augmentation du nombre des passages n'a plus qu'une influence très faible sur la densité sèche.

3° Avec huit passages de rouleaux, les densités sèches des échantillons préfabriqués contenant uniquement des éléments d'un diamètre inférieur à 5 mm ont été trouvées égales à :

— Molera : 1,84 t pour une teneur optimum en eau de 15,2 %.
— Gravas : 1,78 t » » » 17,3 %.

Ces valeurs sont sensiblement égales à celles trouvées au laboratoire au cours des essais mentionnés plus haut. On peut en conclure que le

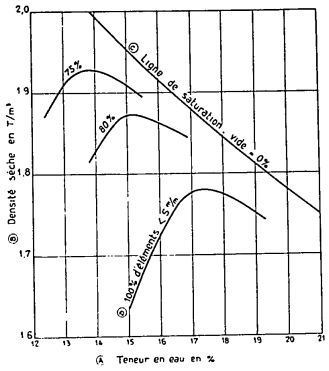


Fig. 12.

Courbes de compactage des matériaux
de la zone « Gravas », établies d'après les résultats de la digue d'essai.

Compaction curves of materials
from " Gravas " zone, established according to results obtained in test embankment.
(A) Teneur en eau en % = *Water content in %.*
(B) Densité sèche en t/m³ = *Dry density in t/m³.*
(C) Ligne de saturation — vide 0 % = *Saturation line, 0 air voids curve.*
(D) 100 % d'éléments < 5 mm = 100 % *particles* < 5 mm.

compactage par huit passages simples du rouleau Tournapacker donne des densités sèches qui peuvent être reproduites au laboratoire en mettant en jeu une énergie de compactage d'environ 40 000 kgm/m³.

4° On a pu trouver dans chaque matériau des courbes approxima-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

tives donnant la variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau et du pourcentage d'éléments supérieurs à 5 mm (le tracé des courbes a été relativement difficile à cause de la variation du pourcentage du squelette dans un échantillon préfabriqué, ± 5 % par rapport à la granulométrie type).

Les résultats sont indiqués sur les figures 11 et 12.

Ces courbes montrent que la densité sèche croît fortement en fonction du pourcentage du squelette pierreux.

	% Éléments < à 5 mm.	Densité sèche (t/m³).	Teneur en eau en %.
Zone Molera	100	1.84	15.2
	50	2.075	10.4
Zone Gravas	100	1.78	17.3
	75	1.93	13.8

5° La teneur naturelle en eau des matériaux est en général nettement inférieure à la teneur optimum en eau.

6° Choix des normes de compactage.

L'épaisseur des levées et le nombre de passages ayant été déterminés pour un type de rouleau donné par la digue d'essai, il nous a paru nécessaire, pour préciser davantage les normes de compactage sur lesquelles doit être basé le contrôle du travail de l'entreprise, de refaire au laboratoire avec l'énergie de 40 000 kgm/m³, une série d'essais sur des matériaux dont le diamètre était limité à 63 mm en utilisant des pots de compactage de $\frac{}{} = 400$ mm. Les résultats de ces essais sont représentés par les figures 13 et 14.

Ces deux graphiques montrent qu'aussi bien dans les matériaux Gravas que Molera, la structure granulométrique des éléments d'un diamètre inférieur à 5 mm a une influence importante sur les densités sèches. Les courbes de compactage types ont été tracées à partir d'un « mortier » moyen.

Les essais de perméabilité ont été exécutés en utilisant des perméamètres d'un diamètre égal à 400 mm et des matériaux dont la granulométrie était limitée à 63 mm. L'énergie de compactage utilisée était évidemment de 40 000 kgm/m³. Pour chacun des matériaux (Gravas et Molera) le pourcentage d'éléments supérieurs à 5 mm a été pris égal au maximum indiqué par les reconnaissances (30 % pour Gravas, 50 % pour Molera).

Les essais ont montré :

a. que la perméabilité des matériaux Molera diminuait beaucoup au fur et à mesure qu'on se rapprochait de la teneur optimum en eau côté sec et restait ensuite constante;

b. que la perméabilité des matériaux était sensiblement la même

pour les matériaux Gravas et Molera ainsi que l'indique le tableau suivant :

Matériaux Molera.

Densité sèche (t/m³).	Teneur en eau (%).	Gradient	k (cm/s).
1.97	16.2 Optimum	2 à 3	$1.5.10^{-5}$
1.98	17.2 » + 2 %	2 à 3	4.10^{-7}

Matériaux Gravas.

1.87	15 Optimum	2 à 3	6.10^{-5}
1.8	17 » + 2 %	2 à 3	5.10^{-7}

Comme il est dit plus haut, il était primordial d'avoir un noyau constitué avec des matériaux plastiques après compactage et présentant à la saturation un minimum de consolidation additionnelle. Il a été démontré que la perméabilité restait de l'ordre de 10^{-7} cm/s pour une teneur en eau supérieure à l'optimum. Il était donc indiqué d'imposer à l'entrepreneur de compacter des matériaux avec une teneur en eau largement supérieure à l'optimum d'autant que l'étroitesse du noyau écartait pour la digue la possibilité de pressions interstitielles considérables en fin de construction.

Finalement, les normes de compactage ont pu être établies d'une façon simple :

a. Les matériaux, expurgés de leurs éléments d'un diamètre supérieur à 150 mm, seront compactés avec une teneur en eau moyenne égale à l'optimum + 2 % pour une énergie de compactage de 40 000 kgm/m³. La teneur maximum en eau sera déterminée par la limite d'utilisation des engins. En particulier, les matériaux devront onduler au passage des rouleaux, le déplacement élastique vertical à proximité du rouleau devra avoir une amplitude de 4 à 5 cm, une déformation plus importante et des ornières profondes laissées par les engins de transport étant le signe de matériaux trop humides, une déformation inférieure et des ornières très faibles, le signe de matériaux trop secs.

b. On ne devra jamais admettre sur plus de deux levées consécutives une teneur en eau inférieure à l'optimum, aucune levée ne devant avoir une teneur en eau inférieure à l'optimum — 2 %.

c. Deux levées consécutives avec une teneur en eau inférieure à l'optimum devront obligatoirement être recouvertes par une levée compactée à l'optimum + 4 %.

Les points figuratifs de compactage dans le diagramme $D_s = f(\alpha)$ doivent se trouver à droite des optima, c'est-à-dire dans une zone limitée par la courbe de saturation et par le lieu géométrique des optima. Cette dernière courbe se trouve décalée par rapport à la courbe de saturation de 2 à 3 % suivant la nature et la granulométrie des matériaux. L'amplitude de ce décalage représente le pourcentage d'eau qu'il serait nécessaire d'ajouter aux matériaux compactés pour les amener

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

... appelé conventionnellement Vide ...

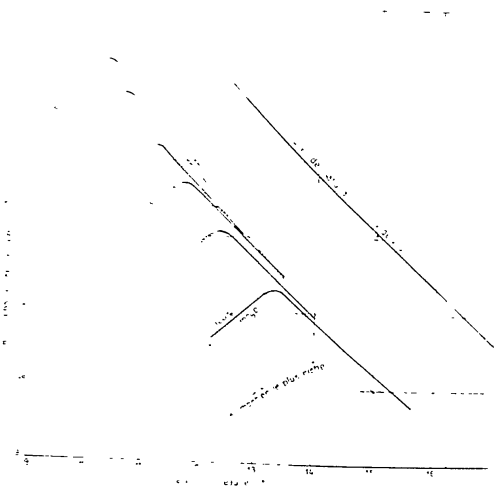


Fig. 13.

Courbes de compactage des matériaux de la zone « Molera ».
Normes de contrôle

Compaction curves of materials from "Molera" zone
Standards used for checking

(A) Teneur en eau en % = *Water content in %.*
(B) Densité sèche en t/m³ = *Dry density in t/m³.*
(C) Ligne de saturation — vide 0 % = *Saturation line — 0 air voids curve*
(D) 90 % de mortier < 5 mm = *90 % mortar < 5 mm.*
(E) Mortier le plus cru = *Coarsest mortar*
(F) Mortier moyen = *Average mortar*
(G) Mortier le plus riche = *Finest mortar*

Il faut remarquer toutefois que, compte tenu du compactage additionnel parfois relativement important provoqué par le passage des engins de transport et des tracteurs à chenilles, l'énergie réelle de compactage sera en fait plus importante que celle qui a été fixée dans les normes (2 700 kgm/m³).

Il en résulte un déplacement des optima vers les faibles teneurs en eau, les densités sèches devant de ce fait, être, toutes choses égales d'ailleurs, plus élevées que celles définies par les figures 13 et 14.

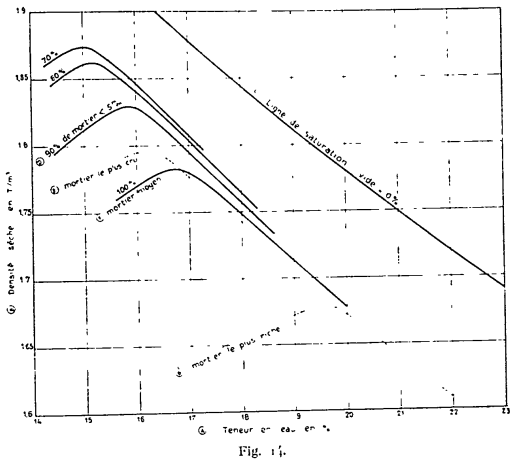


Fig. 14.

Courbes de compactage des matériaux de la zone « Gravas ».
Normes de contrôle

Compaction curves of materials from "Gravas" zone.
Standards used for checking

(A) Teneur en eau en % = *Water content in %.*
(B) Densité sèche en t/m³ = *Dry density in t/m³.*
(C) Ligne de saturation — vide 0 % = *Saturation line — 0 air voids curve.*
(D) 90 % de mortier < 5 mm = *90 % mortar < 5 mm.*
(E) Mortier le plus cru = *Coarsest mortar*
(F) Mortier moyen = *Average mortar.*
(G) Mortier le plus riche = *Finest mortar*

Nous allons étudier dans le chapitre suivant les moyennes de compactage utilisées et les résultats enregistrés sur un cube de matériaux compactés de 500 000 m³, correspondant à un volume foisonné de 570 000 m³.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

IV. — RÉALISATION DES TRAVAUX.

a. Pré-humidification des matériaux (*fig.* 15).

Comme on l'a écrit plus haut, les essais en vraie grandeur réalisés en vue de la détermination des normes de compactage ont mis en évidence la quasi-impossibilité d'obtenir une humidification homogène lorsque les quantités d'eau à ajouter aux matériaux répandus sur une levée, avant compactage, dépassaient en poids 2 %.

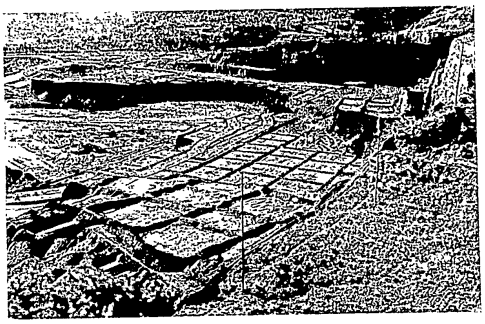


Fig. 15.
Ballastière des Lionnets. Vue générale.
Lionnets borrow-zone. General view.

Pour pallier cet inconvénient, il est apparu nécessaire de procéder à une pré-humidification systématique des matériaux avant leur utilisation sur la digue. Cette pré-humidification est réalisée de la façon suivante :

après nivellement d'un étage d'extraction, la surface de la ballastière est divisée en carrés de 20 m de côté (*fig.* 15 et 16);

— un sondage est effectué au centre de chaque carré sur toute la hauteur prévue pour l'extraction (5 m au minimum);

des échantillons sont prélevés sur le sondage ainsi réalisé et il est procédé à la détermination, d'une part, de la teneur en eau naturelle des matériaux et, d'autre part, de la teneur en eau correspondant à la densité maximum pour l'énergie de compactage utilisée.

La comparaison de ces deux valeurs permet de déterminer la quantité d'eau à ajouter en ballastière.

Fig. 16.
Ballastière des Lionnets.
Dispositif de pré-humidification.
Lionnets borrow-zone.
Pre-watering device.

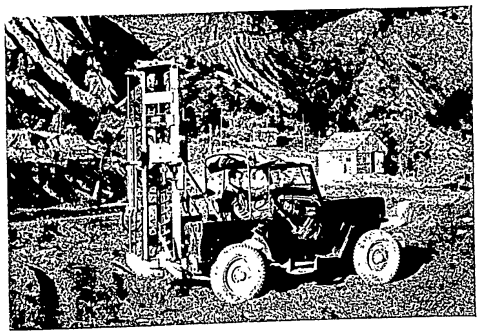


Fig. 17.
Ballastière des Lionnets.
Tarrière pour forages de contrôle.
Lionnets borrow-zone.
Auger equipment for check drillings.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Des levées en terre constituées par des matériaux repoussés au bull-dozer sont réalisées sur le côté de chaque carré et la quantité d'eau nécessaire est ajoutée au moyen de jets d'arrosage placés au centre du carré et la dispensant en faible débit sous forme de pluie.

Des forages de contrôle sont exécutés périodiquement pour déterminer la variation de la teneur en eau en cours de pré-humidification, jusqu'à l'obtention du résultat recherché (*fig.* 17).

La durée totale de l'opération varie en moyenne de trois à quatre semaines.

b. Exploitation de la ballastière et mise en œuvre des matériaux.

L'exploitation de la ballastière est conduite de façon à épuiser successivement les zones de Molera et le secteur central de celle des Gravas.

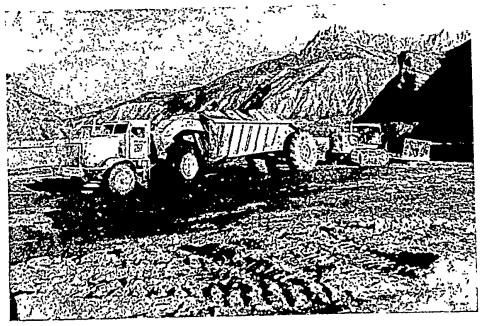


Fig. 18.
Matériel de transport et de compactage.
Compaction equipment.

Pour compenser l'hétérogénéité des différentes couches de matériaux, tant au point de vue granulométrique que des teneurs en eau (certaines couches de granulométries relativement grossières absorbant durant la pré-humidification davantage d'eau que les couches plus fines), l'extraction des matériaux est exécutée sur la plus grande hauteur possible pour obtenir un mélange des différentes couches. Cette hauteur d'extraction est fixée à 5 m minimum.

Le chargement des engins de transport s'effectue à l'aide d'une pelle Bucyrus 110 B équipée en butte avec un godet d'une capacité de 5 cy.

Les tombereaux « Euclid » utilisés pour le transport sont du type LDT et ont une capacité de 25 cy.

Le déchargement des matériaux est réalisé parallèlement à l'axe de la digue, de rive à rive, de manière à éviter les cheminements privilégiés résultant d'une éventuelle ségrégation au cours du déchargement. Les matériaux sont régalés sur une épaisseur de 0,35 m environ et sommairement nivelés pour faire disparaître les ornières provoquées par le passage des tombereaux. Il est ensuite procédé à un hersage destiné, d'une part, à obtenir une homogénéisation aussi uniforme que possible des matériaux et, d'autre part, à faire remonter à la surface de la levée les éléments d'un diamètre supérieur à 200 mm (*fig.* 18 et 19).

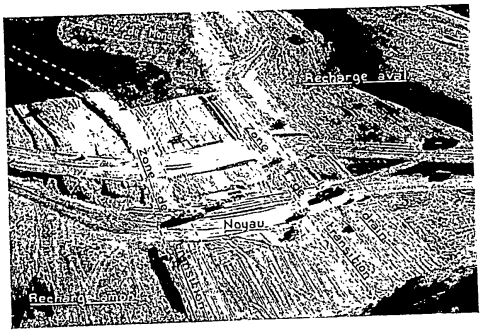


Fig. 19.
Vue générale du noyau en cours de compactage.
General view of core in course of compaction.
Recharge aval = *Downstream shell.*
Drain = *Drain.*
Zone de transition = *Transition zone.*
Noyau = *Core.*
Recharge amont = *Upstream shell.*

Ces matériaux, chargés à la main dans une chargeuse du type « Drott », sont exclus du noyau et répartis dans les recharges en dehors des zones de transition.

Enfin, pour assurer la liaison des levées successives, il est procédé à l'aide de la herse « Mac Coy » à la scarification superficielle de la levée inférieure à travers les matériaux précédemment mis en place.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Cette scarification est exécutée parallèlement à l'axe de la digue, la longueur des dents de la herse et la surcharge appliquée à celle-ci étant réglées de façon à intéresser une épaisseur de 0,05 m environ de la couche précédemment compactée.

Les sondages de contrôle ainsi que les excavations exécutées pour la mise en place d'appareils de mesures montrent que la liaison des couches est excellente et qu'il est pratiquement impossible de déceler la moindre solution de continuité dans la masse du noyau étanche.

c. Moyens de compactage mis en œuvre.

Le contrat passé avec l'entreprise chargée de l'exécution des travaux prévoyait que les matériaux imperméables seraient compactés avec des rouleaux à pieds de mouton, dont les caractéristiques (pression pécifique, longueur et écartement des dents) ainsi que le nombre de passages étaient parfaitement définis.

Toutefois, la possibilité était laissée à l'entreprise de proposer l'utilisation d'autres types de rouleaux, sous réserve que ces engins donnent des résultats identiques à ceux obtenus avec le matériel imposé dans les conditions d'emploi définies au contrat.

La comparaison devait porter notamment sur les valeurs des densités sèches.

Le batardeau amont et la partie basse du noyau, à l'exception toutefois de la zone de contact avec la coupure étanche, ont été traités conformément aux prescriptions du contrat.

Les résultats obtenus ont toujours été comparables, toutes choses égales par ailleurs, à ceux qu'avait constaté le laboratoire lors de l'exécution des digues d'essais de 1952 et 1953.

Par contre, l'utilisation des rouleaux à pieds de mouton présentait pour l'entreprise deux inconvénients majeurs :

Ces engins sont beaucoup plus sensibles que les rouleaux à pneus à une faible variation de la teneur en eau, surtout lorsqu'on cherche, comme c'est précisément le cas à Serre-Ponçon, à compacter du côté humide de l'optimum.

En outre, l'épaisseur relativement faible des levées (0,20 m après compactage) conduisait à accentuer le décalage existant, au cours de la campagne de travaux de 1957, entre le niveau du noyau et celui des recharges, décalage résultant du fait que près de 1000 000 de mètres cubes de matériaux perméables avaient été mis en place pendant l'année 1956, alors qu'aucun travail n'était exécuté sur le noyau.

Pour ces différentes raisons, l'entreprise a demandé l'autorisation d'utiliser sur le noyau des rouleaux à pneus, devant permettre le compactage de couches plus épaisses, une tolérance plus grande sur la teneur en eau et, en conséquence, une augmentation sensible de la cadence de mise en place.

A la suite de cette demande, Électricité de France a accepté que l'entreprise procède à la réalisation d'une zone d'essais sur laquelle seraient utilisés parallèlement les rouleaux à pieds de mouton et les

rouleaux à pneus, l'épaisseur des levées étant respectivement de 20 et 30 cm après compactage. Le nombre de passages des rouleaux à pneus avait été fixé à quatre puis à six, rien n'étant changé en ce qui concerne les rouleaux à pieds de mouton.

Les matériaux mis en place dans cette zone d'essais avaient des caractéristiques et des teneurs en eau pratiquement identiques et les différences observées sur les prélèvements ne pouvaient provenir que du mode de compactage.

L'analyse des résultats obtenus à la suite de ces premiers essais montre que les densités sèches constatées avec les pieds de mouton étaient très légèrement supérieures à celles qu'on observait après un compactage au rouleau à pneus, notamment dans le cas de quatre passages seulement, mais que, par contre, les vides d'air résiduel (pour arriver à la saturation du matériau) étaient du même ordre, voire même inférieurs avec les rouleaux à pneus, la teneur en eau des matériaux compactés avec ces engins étant en général légèrement supérieure à celle des matériaux compactés au rouleau à pieds de mouton.

Sur le vu de ces premiers résultats, il a été décidé d'autoriser l'entreprise, tout au moins provisoirement, à compacter avec des rouleaux à pneus.

Il eût été souhaitable de réaliser des essais comparatifs complémentaires qui auraient porté :

1° Sur le gradient de densité à travers la couche compactée au rouleau à pneus, gradient qui n'aurait pas dû être supérieur à celui produit par le passage des rouleaux à pieds de mouton;

2° Sur la densité minimum mesurée au bas de la couche qui aurait dû être comparable à celle que donnait le premier mode de compactage envisagé.

Ces essais comparatifs auraient eu pour conséquence de ralentir très sensiblement la construction du noyau étanche qu'il était au contraire nécessaire de poursuivre activement pour ne pas accentuer le décalage existant par rapport aux recharges.

Les vérifications ont été limitées à la seconde condition car l'absence totale de feuilletage constatée lors de l'exécution des sondages de contrôle et des excavations diverses, démontrait qu'il n'y avait pas de surcompactage de la partie supérieure des levées au détriment des couches inférieures.

Le nombre des passages des rouleaux à pneus ayant été porté de six à huit, il a été procédé à une nouvelle série de mesures des densités sèches dans la partie inférieure des levées. Le graphique établi à partir de ces mesures (*fig.* 20) montre que, dans l'ensemble, les densités sèches obtenues avec huit passages des rouleaux à pneus sont égales ou supérieures à celles que donnait l'utilisation du rouleau à pieds de mouton. Les quelques points figuratifs de très basses densités correspondent à des teneurs en eau très élevées, d'ailleurs incompatibles avec l'emploi de rouleaux à pieds de mouton.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

En définitive, ces résultats ont paru suffisamment probants pour autoriser l'entreprise à compacter les matériaux imperméables par couches de 0,30 m d'épaisseur en utilisant un rouleau à pneus pesant 35 t et passant huit fois sur les mêmes traces.

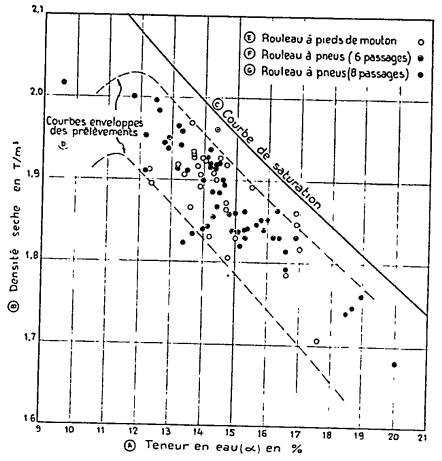


Fig. 20.

Résultats comparatifs de divers modes de compactage.

Comparison of the various methods of compaction.

(A) Teneur en eau (α) en % = *Water content* (α) *in* %.
(B) Densité sèche en t/m³ = *Dry density in* t/m³.
(C) Courbe de saturation = *Saturation curve.*
(D) Courbes enveloppes des prélèvements = *Envelope curves of samples.*
(E) Rouleau à pied de mouton = *Sheep foot roller.*
(F) Rouleau à pneus (6 passages) ⊙ = *Pneumatic tire roller* (6 *passes*).
(G) Rouleau à pneus (8 passages) ● = *Pneumatic tire roller* (8 *passes*).

d. CONTRÔLE DU COMPACTAGE.

Jusqu'à présent 570 000 m³ de matériaux foisonnés en provenance de la ballastière des Lionnets ont été mis en place correspondant à 400 000 m³ de matériaux compactés. En fin de campagne 1957 la digue était arrivée à la cote 695,00 correspondant à un volume total de matériaux perméables et imperméables de 4 000 000 de mètres cubes.

Le volume unitaire des échantillons prélevés mesurés avec un densitomètre à membrane est de 7 l environ pour la mesure des densités sèches. Ce volume est porté à une dizaine de litres pour la détermination de la granulométrie. Pour un volume de 400 000 m³ en place on a prélevé 611 échantillons, soit en moyenne un échantillon pour 650 m³. La majorité des matériaux utilisés provenait de la zone Gravas.

Pour chaque échantillon on a déterminé le pourcentage en poids des éléments inférieurs à 5 mm et le pourcentage en poids des éléments inférieurs à 80 µ.

Les pourcentages des éléments inférieurs à 5 mm ont été représentés sous forme d'une courbe de fréquence sur la figure 21.

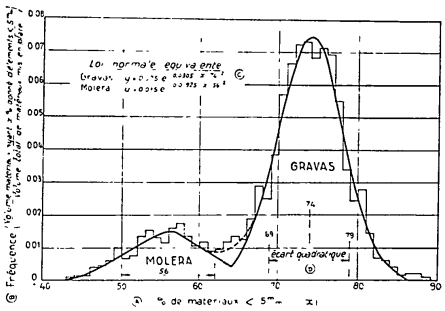


Fig. 21.

Courbe de fréquence des granulométries.

(A) % de matériaux < 5 mm (x)
(B) Fréquence : $\frac{\text{Volume matériaux ayant } x \text{ \% donne d'éléments } < 5 \text{ mm}}{\text{Volume total de matériaux mis en place}}$.
(C) Loi normale équivalente
(D) Écart quadratique

Grading frequency curve

(A) % *materials* < 5 mm (x).
(B) *Frequency* : $\frac{\textit{Volume of materials with given } x \text{ \% of particles } < 5 \text{ mm}}{\textit{Total volume of materials deposited}}$.
(C) *Equivalent frequency curve equation*
(D) *Quadratic error.*

Cette courbe montre :

1° Comme il avait été dit plus haut, une séparation nette entre les

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

matériaux provenant de la zone « Molera » et les matériaux provenant de la zone « Gravas ».

2° La courbe de fréquence est symétrique et régulière pour chacune des zones, ce qui traduit une bonne homogénéité granulométrique des matériaux. L'aplatissement de la courbe « Molera » indique cependant une plus grande dispersion de part et d'autre de la valeur moyenne.

3° Pour la zone « Molera », le pourcentage moyen pondéré d'éléments inférieurs à 5 mm est de 56 %.

Pour la zone « Gravas » ce pourcentage atteint 74 %.

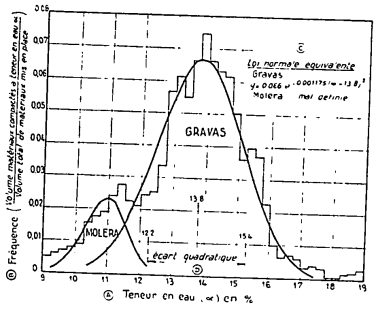


Fig. 22.

Courbe des fréquences des teneurs en eau.

(A) Teneur en eau (α) en %.

(B) Fréquence : $\frac{\text{Volume des matériaux compactés à teneur en eau}}{\text{Volume total de matériaux mis en place}}$

(C) Loi normale équivalente :
« Gravas » : $y = 0{,}066\, e^{-0{,}001175(\alpha - 13{,}8)^2}$;
« Molera » : mal définie.

(D) Écart quadratique.

Water content frequency curve.

(A) *Water content* (α) *in* %.

(B) *Frequency* : $\frac{\text{Volume of compacted materials with } \alpha \text{ water content}}{\text{Total volume of materials deposited}}$.

(C) *Equivalent frequency curve equation* .
" *Gravas* " : $y = 0.066\, e^{-0{,}001175(\alpha - 13{,}8)^2}$;
" *Molera* " : *indefined.*

(D) *Quadratic error*

La courbe des fréquences des teneurs en eau est représentée par la figure 22. Cette courbe, notamment en ce qui concerne les matériaux « Gravas » est régulière et symétrique. L'écart quadratique moyen par

rapport à la teneur en eau moyenne pondérée (13,8 %) est inférieur à ± 2 %, ce qui traduit une humidification régulière des matériaux. Pour les matériaux « Molera » la teneur en eau pondérée moyenne sur le matériau total est de 11 %. L'écart quadratique moyen est de l'ordre de ± 1 %. La courbe de fréquence des densités sèches est représentée par la figure 23.

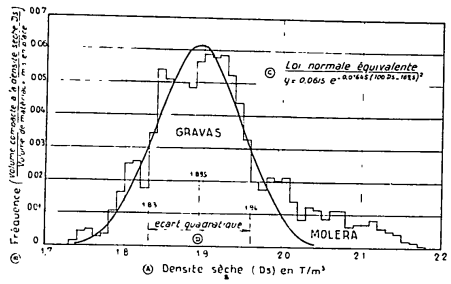


Fig. 23.

Courbe de fréquence des densités sèches.

(A) Densité sèche (Ds) en t/m³.

(B) Fréquence : $\frac{\text{Volume compacté à la densité sèche (Ds)}}{\text{Volume de matériaux mis en place}}$.

(C) Loi normale équivalente

(D) Écart quadratique.

Dry density frequency curve.

(A) *Dry density* (Ds) *in* t/m³.

(B) *Frequency* $\frac{\text{Compacted volume at dry density (Ds)}}{\text{Volume of materials deposited}}$.

(C) *Equivalent frequency curve equation.*

(D) *Quadratic error.*

La courbe relative aux matériaux des Gravas montre que la grande majorité des densités se situe entre 1,83 et 1,96 t/m³. La densité sèche moyenne pondérée est de 1,90 t/m³.

La courbe qui est symétrique comporte un palier autour de la densité moyenne. L'écart quadratique moyen est de ± 0,065 t/m³.

La courbe relative aux matériaux de Molera recoupe la branche côté des fortes densités de la courbe relative aux matériaux Gravas. Les densités sèches sont assez fortement dispersées entre 2 et 2,2 t/m³ mais restent très élevées.

Une analyse statistique plus poussée a été faite sur les matériaux mis en place en septembre et octobre qui provenaient tous de la zone Gravas. Il a été exécuté 220 prélèvements pour 300 000 m³ de maté-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

riaux foisonnés. Les résultats de cette analyse sont représentés sur la figure 24.

La courbe de fréquence des densités sèches présente deux maxima symétriques par rapport à la valeur moyenne. Nous avons essayé d'expliquer cette anomalie. La courbe de fréquence des teneurs en eau, symétrique et régulière, ne le permet pas, pas plus que la courbe de fréquence des granulométries. Nous pensons qu'elle provient en définitive de la répartition des prélèvements. En effet, certains prélèvements sont effectués dans les traces des pneus des rouleaux ou des engins de transport, d'autres prélèvements entre ces traces.

Il est incontestable que l'énergie de compactage est, dans le premier cas, supérieure à celle qui est développée dans le deuxième cas. Il doit en résulter, toutes choses égales, des densités différentes. La courbe semble montrer que la proportion des prélèvements est égale dans les deux cas.

Si l'on compare les valeurs moyennes obtenues sur le chantier aux normes établies d'après la digue d'essai, on constate :

1° que pour les matériaux « Molera » la moyenne des teneurs en eau est supérieure à l'optimum correspondant au matériau moyen, la densité sèche moyenne étant également plus élevée. Le vide d'air résiduel moyen est de ce fait égal à 1,4 %;

2° en ce qui concerne les matériaux « Gravas », la teneur en eau moyenne est inférieure à celle trouvée au laboratoire, la densité sèche moyenne étant par contre nettement plus élevée. Le vide d'air résiduel ressort à 2,5 %.

On peut donc en conclure que le compactage des matériaux est correctement effectué.

Les tubes de mesure de tassement mis en place dans le noyau permettent de se faire une idée de l'évolution dans le temps des pressions interstitielles. Pendant les travaux, le niveau de l'eau dans ces tubes se maintenait à environ 2 m au-dessous du plan de travail. Trois semaines après l'arrêt du compactage, le niveau avait baissé de 3 m dans les tubes, traduisant ainsi une dissipation relativement rapide des pressions interstitielles.

RÉSUMÉ.

L'Électricité de France édifie sur la Durance, à Serre-Ponçon, une digue en terre et alluvions compactées de 130 m de hauteur fondée sur une couche d'alluvions très perméables de 110 m d'épaisseur.

La construction de la digue nécessite la mise en place de deux millions de mètres cubes de matériaux imperméables et de 12 millions de mètres cubes d'alluvions de la Durance en général perméables. Pour des raisons de diversité dans la nature des appuis du noyau et de l'escarpement des rives rocheuses, il était nécessaire d'obtenir un noyau plastique compacté au-delà de la teneur optimum en eau.

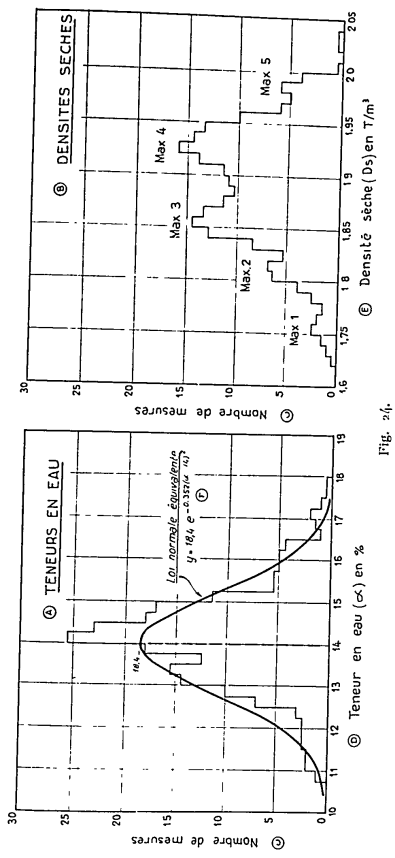


Fig. 24.
Analyse de 210 prélèvements effectués en septembre et octobre 1957.
Courbes des fréquences des teneurs en eau et des densités sèches.
Analysis of 210 samples taken in September and October 1957.
Frequency curves of water contents and dry densities.
(A) Teneurs en eau = *Water contents.*
(B) Densités sèches = *Dry densities.*
(C) Nombre de mesures = *Number of measurements.*
(D) Teneur en eau (∝) en % = *Water content (∝) in %.*
(E) Densité sèche (D$_s$) en t/m³ = *Dry density (D$_s$) in t/m³.*
(F) Loi normale équivalente = *Equivalent frequency curve equation.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les matériaux imperméables sont extraits d'une ballastière située immédiatement à l'amont de la digue. Cette ballastière a été reconnue au moyen d'un grand nombre de forages. Les premiers essais de laboratoire ont permis de s'assurer que ces matériaux convenaient parfaitement pour la construction d'un noyau étanche.

Des essais en vraie grandeur ont été réalisés pour déterminer le comportement de ces matériaux au compactage par des engins de chantier. Les digues d'essai réalisées à cet effet ont permis, au moyen d'échantillons préfabriqués placés dans les levées, de déterminer l'influence sur la densité sèche du pourcentage d'éléments d'un diamètre supérieur à 5 mm et de rattacher l'énergie de compactage de chantier à l'énergie de laboratoire.

Les essais de laboratoire effectués dans des pots de compactage de 1 400 mm ont permis de préciser les normes à imposer à l'entrepreneur.

Dès le début des travaux, le compactage prévu au moyen de rouleaux lourds à pieds de mouton effectuant huit passages utilisés pour les digues d'essai a été, à la demande de l'entreprise, remplacé par un compactage à l'aide de rouleaux à pneumatiques de 35 t effectuant huit passages. Cette substitution a permis, sans modifier la qualité des matériaux compactés, de réaliser des levées de 0,30 m d'épaisseur.

A la fin de la campagne 1957, 400 000 m³ de matériaux étanches compactés avaient été mis en œuvre. Les services de contrôle E. D. F. avaient prélevé 611 échantillons, soit un échantillon pour 650 m³ de matériaux compactés. L'analyse statistique de ces résultats montre que le compactage a été très satisfaisant.

SUMMARY.

Électricité de France are constructing an earth and compacted alluvium dam, 130 m high at Serre-Ponçon on the Durance river. The foundations consist of an extremely pervious layer of alluvium 110 m thick.

Two millions m³ of impervious materials and 12 millions m³ of mainly pervious alluvium from the Durance will be required for the construction of this embankment. Because of the varying characteristics of the foundations of the core and of the steepness of the rock banks, a core compacted beyond the optimum water content had to be obtained.

The impervious materials are being taken from a borrow-zone situated just upstream from the embankment. This borrow-zone was investigated by making a large number of drill-holes. The first laboratory tests revealed that these materials were eminently suitable for constructing an impervious core.

Full-scale tests were then carried out for determining the behaviour of these materials when compacted by various types of site equipment. By placing prefabricated samples in each of the lifts of these test embankments, the influence on the dry density of the percentage of particles with a diameter larger than 5 mm was determined, together with the relationship between the compaction effort required on the site and that applied in the laboratory.

The standards to be required from the Contractor were determined by laboratory tests carried out in 400 mm diameter compaction molds.

As soon as the work started, the heavy sheep-foot rollers used for compacting the test embankments, with eight passes, had to be given up on the request of the Contractors and replaced by 35 t pneumatic tire rollers, with six passes. In this way lifts 0.50 m thick were compacted without any change in the quality of the materials compacted.

By the end of the 1957 season, 400 000 m³ of compacted impervious materials had been set in place. Électricité de France took 611 samples, that is to say one sample for 650 m³ of compacted materials, for checking purposes. Statistical analysis of the results demonstrated that compaction was entirely satisfactory.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 133

QUESTION N° 21

M. ROUSSELIER
ET M. TERRASSA
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

RÉSULTATS DES MESURES EXTENSOMÉTRIQUES FAITES SUR LES BARRAGES VOÛTES MINCES DE VAUSSAIRE ET DU MONT-LARRON (*).

M. ROUSSELIER,

Directeur de la Région d'Équipement Hydraulique n° 7

et M. TERRASSA

Chef des Études à la Région d'Équipement Hydraulique n° 7
d'Électricité de France.

La présente communication expose les résultats de mesures extensométriques faites sur deux barrages voûtes minces de caractéristiques voisines, dont les durées de remplissage et de vidange furent suffisamment courtes pour que les mesures ne soient pratiquement influencées que par la charge hydrostatique.

A Vaussaire, la première mise en eau (1953) fut effectuée en 19 h, et la vidange jusqu'à la cote 554,00 en 6 h; une deuxième mise en eau fut faite en 27 h.

Au Mont-Larron, mise en eau et vidange ont demandé chacune 6 jours.

(*) *Results of extensometrical measurements carried out on the Vaussaire and Mont-Larron thin arch dams.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 133

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

M. ROUSSELIER
ET M. TERRASSA
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

RÉSULTATS DES MESURES EXTENSOMÉTRIQUES FAITES SUR LES BARRAGES VOÛTES MINCES DE VAUSSAIRE ET DU MONT-LARRON (*).

M. ROUSSELIER,

Directeur de la Région d'Équipement Hydraulique n° 7

et M. TERRASSA.

Chef des Études à la Région d'Équipement Hydraulique n° 7
d'Électricité de France.

La présente communication expose les résultats de mesures extensométriques faites sur deux barrages voûtes minces de caractéristiques voisines, dont les durées de remplissage et de vidange furent suffisamment courtes pour que les mesures ne soient pratiquement influencées que par la charge hydrostatique.

A Vaussaire, la première mise en eau (1953) fut effectuée en 19 h, et la vidange jusqu'à la cote 554,00 en 6 h; une deuxième mise en eau fut faite en 27 h.

Au Mont-Larron, mise en eau et vidange ont demandé chacune 6 jours.

(*) *Results of extensometrical measurements carried out on the Vaussaire and Mont-Larron thin arch dams.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Nous ne ferons cependant état, dans ce qui suit, que des courbes de déformation au remplissage, les courbes à la vidange n'ayant que permis de constater le comportement élastique des ouvrages. Pour Vaussaire cependant, si le deuxième remplissage n'a pas montré de déformation plastique notable, l'étude du joint horizontal de pied a mis en évidence une adaptation de l'ouvrage dont il sera question ci-après.

En dehors du problème particulier du joint de Vaussaire, l'essai d'interprétation des mesures effectuées sur ces deux barrages ne vise que l'étude de deux problèmes, d'une part la répartition de la charge entre anneaux horizontaux et consoles verticales, et d'autre part l'estimation en grandeur, position, direction des forces appliquées sur le parement amont des contreforts du barrage du Mont-Larron. Le premier point étudié sur deux voûtes de caractéristiques assez semblables, mais organisées différemment, est surtout intéressant par le rapprochement et la comparaison des résultats obtenus.

Il est plus délicat, par contre, de confronter ces résultats avec ceux du calcul, car, d'une part, les conditions de charge maximum sont rarement atteintes pendant la période des mesures, d'autre part les méthodes classiques de calcul ne visent qu'à déterminer l'enveloppe des contraintes maxima auxquelles l'ouvrage risque d'être soumis. Nous tenterons plus facilement cette confrontation avec l'étude du deuxième point. Elle n'est d'ailleurs pratiquement possible que si les contraintes ont une valeur assez élevée pour que la précision relative soit bonne.

DISPOSITIF DE MESURE.

Les mesures de déformation sur ces deux barrages ont été faites à l'aide de « témoins sonores ».

Nous rappellerons que les témoins sonores sont des extensomètres à corde vibrante, lue à distance par mise à l'unisson d'une corde comparateur dont les allongements sont mesurés à l'aide d'une vis micrométrique. Les chiffres lus sur le tambour sont des chiffres absolus sans rapport avec la fréquence de vibration, mais leur différence entre deux séances représente l'allongement relatif subi par le témoin sonore, donc par le béton qui l'enrobe, sous l'action des charges qui se sont exercées sur l'ouvrage dans l'intervalle.

Toutefois, avant d'effectuer la différence, il convient d'opérer sur ces lectures une correction thermodifférentielle d'allongement relatif de $+ 4.10^{-6}$ pour une élévation de température de 1°. Nous rappelons qu'une unité de fréquencemètre représente une variation d'allongement relatif de 10^{-6} et que la correction thermodifférentielle adoptée correspond à un coefficient de dilatation thermique du béton de 7.10^{-6} pour un coefficient de dilatation thermique de l'acier de la corde vibrante de 11.10^{-6}.

Les résultats donnés sur les graphiques ci-après tiennent compte des corrections fournies par les témoins correcteurs de température qui ont été disposés dans les ouvrages.

BARRAGE DE VAUSSAIRE.

L'ouvrage est une voûte mince à rayon variable, inclinée sur l'aval, dont la crête est partiellement déversante (*fig.* 1). Elle présente la particularité d'être fondée sur un socle massif qui contient les vannes

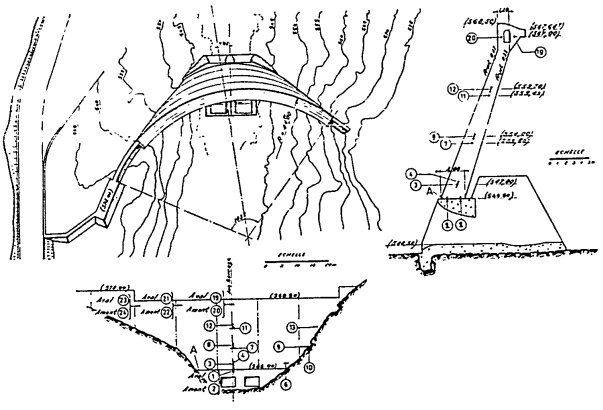


Fig. 1.

Barrage de Vaussaire. Plan. Élévation aval. Profil de clé.
Schéma d'implantation des témoins sonores.
Vaussaire dam. Plan view. Downstream elevation. Crown profile.
Diagram of strainmeters.

(A) Joint horizontal = *Horizontal joint.*
(6), (23) Numéros des témoins = *Numbers of strainmeters.*
I Verticaux = *Vertical strainmeters.*
|—| Horizontaux = *Horizontal strainmeters.*

de fond, et d'être séparée de ce socle par un joint horizontal. On peut donc la considérer comme articulée autour d'une charnière voisine de l'arête aval de la base; de plus, elle peut glisser horizontalement sur le plan du joint.

R. 133.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

CARACTÉRISTIQUES DE LA VOÛTE ET SCHÉMA DU DISPOSITIF D'AUSCULTATION.

Hauteur totale du barrage	28,00 m
Hauteur de la voûte (au-dessus du joint).	22,00
Longueur développée en crête	85,00
Rayon de courbure du parement amont .	
en crête.....	1',00
au niveau du joint	17,20
Épaisseur minimum en crête...	1,30
Épaisseur maximum sur le joint..	4,00
Fruit du parement amont en clé..	0,12

22 témoins sonores ont été mis en place, dont 18 suivant plan de pose indiqué à la figure 1. Ce sont tous des témoins isolés, placés horizontalement ou verticalement, à mi-distance des parements du barrage, sauf pour les témoins 1 et 2, à cheval sur le joint horizontal à la cote 546,50, et les témoins dans le couronnement qui sont placés près des parements.

ÉTUDE DE LA CONSOLE DE CLÉ.

Elle est basée sur les lectures faites au cours du premier remplissage, en complétant les résultats expérimentaux des mesures par les deux hypothèses suivantes : d'une part, on a supposé que la fraction de la pression d'eau supportée par chaque arc horizontal est constante tout le long de cet arc, et, d'autre part, on a pris comme charnière de bascule-

LÉGENDE DE LA FIGURE 2

Barrage de Vaussaire. Graphiques des déformations.
Vaussaire Dam. Graph of deformations.

(A) Niveau à 547,00 = *Strainmeters at El.* 547.00.
(B) Niveau à 559,45 = *Strainmeters at El.* 559.45.
(C) Niveau à 553,80 = *Strainmeters at El.* 553.80.
(D) et (E) Niveau couronnement = *Crest level.*
(9), (23) Numéros des témoins sonores = *Numbers of strainmeters.*
→ Raccourcissements = *Contractions.*
← Allongements = *Extensions.*

Première mise en eau (mars 1953) = *First filling, March* 1953.

Remplissage d'octobre 1953 = *Filling of October* 1953.

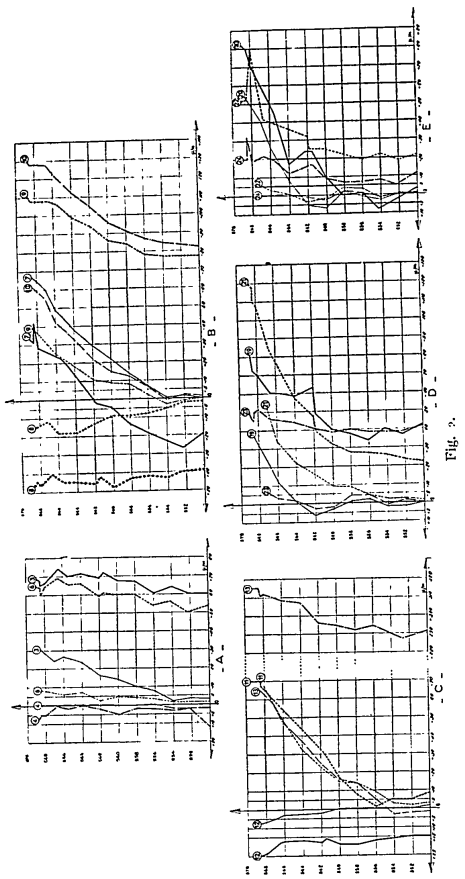


Fig. 2.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ment la tangente au sommet de l'arc de cercle du parement aval sur le joint horizontal.

Les valeurs des déformations indiquées par les témoins 3, 4, 7, 8, 11, 12, 19, 20, situés dans la console de clé, sont traduites sur les graphiques (*fig.* 2).

Les déformations horizontales (d_1) et verticales (d_2) sont liées aux contraintes par les relations

$$\frac{N_1}{E} = \frac{1}{1-\sigma^2}(d_1 + \sigma d_2),$$

$$\frac{N_2}{E} = \frac{1}{1-\sigma^2}(d_2 + \sigma d_1),$$

dans lesquelles

E, coefficient d'élasticité du béton;

σ, coefficient de Poisson = 0,25.

L'égalité $N_1 = a\frac{R}{e}$ dans laquelle R est le rayon amont au niveau considéré, e l'épaisseur de l'arc horizontal, nous permet de déterminer la valeur de a (pression hydrostatique fictive prise par l'anneau) pour différentes cotes de la console.

Niveaux.	d_1.	d_2.	$\frac{N_1}{E}$.	$\frac{N_2}{E}$.	$\frac{a}{E}$.
547,00.....	— 31	0	33,1	8,3	3,59
553,80.....	— 67,5	+ 15	68	1,3	4,71
559,45.. ...	— 70	+ 7,5	72,8	10,7	3,11
567,00.....	— 15,25	-	59	-	1,79

Remarque. — Les valeurs des déformations $\frac{N_1}{E}$ et $\frac{N_2}{E}$ doivent être multipliées par 10^{-6}. Pour retrouver les valeurs des contraintes, nous devrons donc multiplier la valeur de E choisie par 10^{-6}.

L'arc horizontal qui reçoit la poussée $\vec{a}$ a l'épaisseur 1 (*fig.* 3).

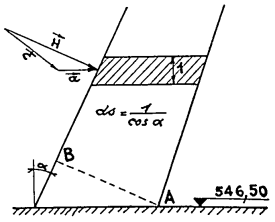


Fig. 3.

Sur le parement amont du barrage agit la pression hydrostatique H qui, pour l'élément ds de parement donne une poussée $\vec{H}\,ds = \frac{\vec{H}}{\cos\alpha}$.

Donc, si l'arc prend la poussée $\vec{a}$, nous pouvons admettre que la console prend la poussée $\frac{\vec{H}}{\cos\alpha} - \vec{a} = \vec{c}$.

Le moment de cette poussée par rapport au pied aval de la console de clé à la cote 546,50 est

$$\mathrm{A} \wedge \vec{\mathrm{C}} = \mathrm{A} \wedge \frac{\vec{\mathrm{H}}}{\cos\alpha} - \mathrm{A} \wedge \vec{a}.$$

C'est-à-dire qu'il est égal au moment de $\frac{\vec{H}}{\cos\alpha}$ moins le moment de $\vec{a}$,

$$\int_{z_0=546,50}^{z_1=568,50} \mathrm{A} \wedge \vec{\mathrm{C}}\,dz = 0.$$

En effet, comme il y a un joint horizontal, nous pouvons considérer la console de clé comme un barrage poids posé sur un socle horizontal à la cote 546,50 et vérifier sa stabilité au renversement. Cette console va basculer vers l'aval. Elle sera « arrêtée » dans sa chute par les arcs. Les arcs vont donc être surchargés, la console sera allégée d'autant et la répartition des charges se fera de telle façon que le moment de toutes les charges fictives appliquées à la console par rapport au point A soit nul.

Or

$$\int \mathrm{A} \wedge \vec{\mathrm{C}}\,dz = \int \mathrm{A} \wedge \frac{\vec{\mathrm{H}}}{\cos\alpha}\,dz - \int \mathrm{A} \wedge \vec{a}\,dz$$

$\int_{z_0}^{z_1} \mathrm{A} \wedge \frac{\vec{\mathrm{H}}}{\cos\alpha}\,dz$, moment résultant de la poussée hydrostatique par rapport à A est égal à

$$\frac{Z^2}{6\cos^2\alpha}(Z - 3e\sin\alpha\cos\alpha),$$

où

$$Z = z_0 - z_1 \quad \text{pour} \quad Z = 568,50 - 546,50 = 22;$$
$$e = 3,00 \quad \text{et} \quad \operatorname{tg}\alpha = 0,12,$$

on trouve

$$\mathfrak{M}_{\mathrm{A}}\vec{\mathrm{H}} = 1,787.$$

D'autre part, nous pouvons calculer :

$$\mathfrak{M}_{\mathrm{A}}\vec{a} = \int \mathrm{A} \wedge \vec{a}\,dz.$$

$$\frac{d\mathfrak{M}}{dz} = a(z - 546,50).$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

D'après les valeurs de $\frac{\alpha}{E}$ données par les témoins nous pouvons tracer la courbe $\frac{\alpha}{E}(z - 546{,}50)$ en fonction de z et la planimétrer.

Nous trouvons

$$\mathfrak{A} = \int_{z_0}^{z_1} \frac{\alpha}{E}(z - 546{,}50)\, dz = 670.$$

Et comme

$$\mathfrak{M}_A \vec{H} - \mathfrak{M}_A \vec{a} = 0.$$

$$\mathfrak{M}_A \vec{H} - E\mathfrak{A} = 0.$$

D'où

$$E = \frac{\mathfrak{M}_A \vec{H}}{\mathfrak{A}} = \frac{1\,787}{670}\, 10^6 = 2\,660\,000\ \text{t/m}^2.$$

De ces calculs interprétatifs nous tirons une valeur possible du coefficient d'élasticité du béton, qui nous permet de dresser le graphique

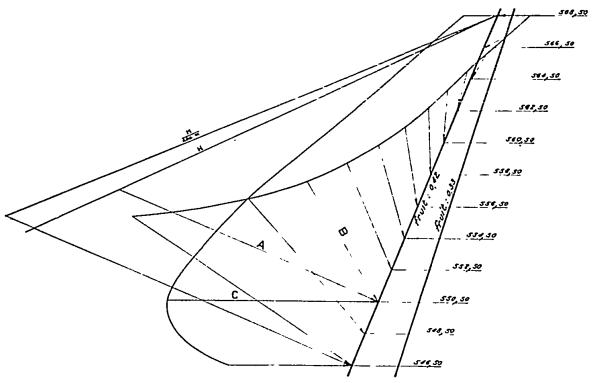


Fig. 4.

Barrage de Vaussaire.
Ajustement de clé.
Vaussaire Dam.
Crown adjustment.

(A) Pression hydrostatique = *Hydrostatic pressure.*
(B) Charge de la console = *Load on cantilever.*
(C) Charge de l'arc = *Load on arch.*

représentant le partage de la charge entre arc et mur. La valeur admissible du coefficient d'élasticité, ainsi trouvée, semble indiquer que dans leurs lignes générales, les hypothèses du calcul ne sont pas trop éloignées de la réalité.

Nous avons représenté sur la figure 4 les courbes des origines des trois vecteurs : charge hydrostatique, charge des arcs et charge de la console. Les extrémités de ces vecteurs se trouvent sur le parement amont au point de cote considérée.

ÉTUDE DU JOINT HORIZONTAL.

Les témoins 1 et 2 ont été disposés à cet effet à cheval sur le joint horizontal. Les graphiques (*fig.* 5) des déformations de ces deux extensomètres font apparaître des variations importantes. A la fin du premier remplissage, le témoin 2, le plus à l'amont, indique un allongement relatif de $2\,625.10^{-6}$ qui peut s'expliquer par une ouverture du joint de 0,5 mm environ, puisque la longueur de la corde sonore est de 200 mm. Cette ouverture peut être due au basculement du barrage et aussi à un glissement brusque vers l'aval, qui se traduirait par l'augmentation brutale de l'allongement relatif quand le niveau du plan d'eau passe de la cote 566,00 à la cote 567,00. L'allongement relatif passe en effet de 1300 à $2\,625.10^{-6}$ pour le témoin 2 et de 16 à 510.10^{-6} pour le témoin 1.

Lorsqu'on compare les lectures faites au cours du remplissage d'octobre 1953 à celles de la première mise en eau en mars 1953, on constate des décalages assez importants. Les courbes ont sensiblement la même allure, mais sont translatées de dizaines ou centaines d'unités dans le sens des dilatations. Il est très difficile d'interpréter ce phénomène; il y a certainement relâchement des contraintes élastiques dû au fluage, évolution des conditions climatiques, déformations des appuis, mais une explication vraisemblable consiste à admettre un déplacement de l'ouvrage vers l'aval. Un tel déplacement doit entraîner une contraction dans le plan horizontal et un allongement vertical correspondant.

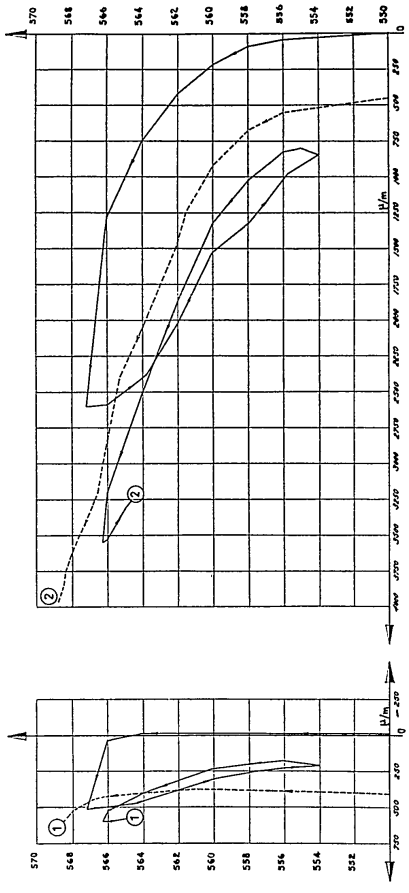
A. *Cote* 547,00. — Déplacement de la courbe dans le sens des compressions de 50 à 60 unités pour les témoins horizontaux 3 et 6; déplacement dans le sens des allongements de 5 à 10 unités du témoin vertical 4.

B. *Cote* 554,00. — Contraction de 80 unités pour les témoins horizontaux 9 et 10, allongement de 25 unités pour le témoin vertical 8.

Le témoin 7 indique par contre un allongement de 25 unités, ce qui n'est pas forcément contradictoire. Les liaisons des appuis créent des réactions hyperstatiques, la courbe des pressions est déplacée vers l'amont en clé, et l'on peut très bien avoir une augmentation des allongements, surtout si le témoin 7 est situé un peu trop à l'aval.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8



Barrage de Vaussaire. Graphique des déformations des témoins sur joint horizontal.
Vaussaire Dam. Graph of deformations of strainmeters on horizontal joint.

Fig. 5.

——— Remplissage et vidange de mars 1954.
Filling and emptying of March 1954.
— — — — — Remplissage d'octobre 1953 = *Filling of October 1953.*
← Allongements = *Extensions.*
(1) Numéros des témoins = *Numbers of strainmeters.*

C. *Cote* 560,00. — Le témoin horizontal 13 indique une contraction de 250 à 300 unités, le témoin vertical 12 un allongement de 15 unités. La courbe du témoin 11 ne s'est pas déplacée.

D. *Couronnement.* — Tous les témoins horizontaux indiquent des contractions de 10 à 40 unités.

Nous pouvons d'ailleurs vérifier si tous ces résultats ne sont pas trop en désaccord avec l'hypothèse d'un déplacement vers l'aval.

Supposons qu'il y ait eu un déplacement radial de 3 mm et admettons une contraction homothétique

$$\frac{dr}{r} = \frac{dl}{l} \qquad (r = 30 \text{ m environ}).$$

$$\frac{dl}{l} = \frac{3}{30\,000} = 100.10^{-6}.$$

C'est légèrement plus grand que les déplacements des témoins 9 et 10, moindre que celui du témoin 13. Cette contraction horizontale correspondrait à un allongement vertical de 25.10^{-6} avec un coefficient de Poisson de 0,25. C'est de l'ordre de grandeur des variations des témoins 8 et 12.

Supposons maintenant que le joint horizontal soit exactement au milieu des témoins 1 et 2, eux-mêmes supposés exactement verticaux.

Un déplacement de 3 mm au centre doit donner un allongement relatif du témoin de

$$\sqrt{1+\left(\frac{2\times 3}{200}\right)^2} - 1 \neq \frac{1}{2}\left(\frac{2\times 3}{200}\right)^2 = 450.10^{-6}.$$

C'est environ la valeur du déplacement des témoins 1 et 2.

Sans prétendre que cette explication est la seule possible, elle vérifie assez bien les différences constatées. Il semble que le glissement ait eu lieu en partie au cours de la fin du premier remplissage, et en partie progressivement par la suite.

Elle indiquerait que le calcul d'une voûte fondée sur un joint horizontal — et l'on est tenté de prévoir un tel joint dans les voûtes inclinées vers l'aval, pour éviter la fissure de flexion dans la console centrale — devrait être établi dans la double hypothèse d'une articulation sur l'arête aval et de la même articulation avec glissement du pied; dans ce deuxième cas, la part de la pression d'eau appliquée aux arcs inférieurs est plus forte que dans le premier cas.

BARRAGE DU MONT-LARRON.

Des considérations géologiques et topographiques ont conduit à réaliser un ouvrage assez spécial comportant trois voûtes minces de portée inégale (*fig.* 6). Les voûtes latérales sont des cylindres de 15 m de rayon inclinés à 1/1, s'appuyant, d'une part sur le terrain, et d'autre

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

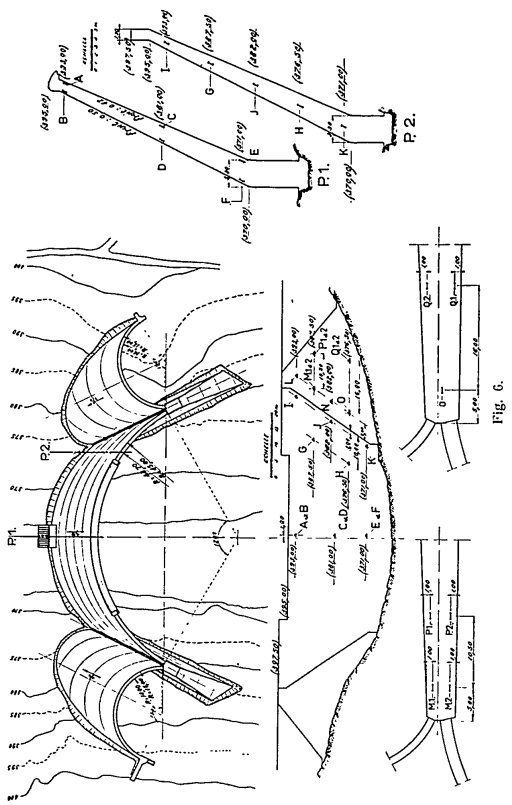


Fig. 6.

part sur une culée chargée de recevoir également les poussées d'une voûte médiane de 78 m de portée environ à la cote 395,00. L'observation des contraintes et des déformations dans cet ouvrage a été faite pour la demi-voûte centrale et le contrefort rive gauche.

CARACTÉRISTIQUES DE LA VOÛTE ET SCHÉMA DU DISPOSITIF D'AUSCULTATION.

Cote du seuil déversant.....	395,00
Cote minima des fondations..	363,00 env.
Hauteur de la voûte.....	32,00 m
Longueur développée en crête....	95,00 m
Rayon de courbure du parement amont :	
en crête (cote 395,00)	45,00 m
à la cote 370,00...	37,60 m
Épaisseur maximum.....	3,30 m
Épaisseur minimum...	1,30 m
Fruit du parement amont en clé.	0,50

Le schéma de pose des témoins sonores est indiqué à la figure 6. 33 témoins, non compris les témoins correcteurs de température, sont disposés par groupes de trois suivant les côtés de 11 triangles équilatéraux dont un des côtés est horizontal. Cinq triangles sont placés suivant la fibre moyenne, les six autres le long de la console de clé, à trois niveaux différents, à l'extrados et intrados de la voûte.

CALCUL DES CONTRAINTES PRINCIPALES.

Dans chaque groupe, les témoins indiquent trois déformations m (horizontales), n et p, suivant les directions des deux autres côtés du triangle, qui nous permettent de calculer les déformations A et B suivant les directions des contraintes principales, et α angle de la direction m avec la direction principale.

LÉGENDE DE LA FIGURE 6

Barrage du Mont-Larron.
Mont-Larron Dam.

Plan = *Plane view.*
Élévation aval = *Downstream elevation.*
Profil P_1 - P_2 = *Profile* P_1 - P_2.

Plans-coupes de la culée à 387,50 et 376,50.
Schéma d'implantation des groupes de témoins sonores.
Plane cross-sections of abutment at El. 387.50 *and El.* 376.50.
Diagram of groups of strainmeters.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Des valeurs A, B et α des différents groupes de témoins pour la retenue normale à la cote 395,00, nous déterminons les contraintes principales σ_1 et σ_2 et le cisaillement effectif maximum T_m.

Désignation des groupes.	A.	B.	α.	$\frac{\sigma_1}{E}$.	$\frac{\sigma_2}{E}$.	$\frac{T_m}{E}$.
Groupe A.... .	— 48	+ 3	— 1	+ 50	+ 10	+ 2,5
» B	— 74	+ 14	+ 1	+ 75	+ 5	+ 13,75
» C	— 160	+ 93	+ 1	+ 146	— 57	+ 93,5
» D	— 163	— 30	— 1	+ 180	+ 76	— 30,5
» E.....	— 63	— 5	+ 15	+ 69	+ 22	— 1,75
» F.	— 51	+ 17	+ 15	+ 42	— 37	+ 17,5
» G.. .	— 61	+ 12	+ 9	+ 65	+ 1	+ 12,25
» H.....	— 88	+ 10	+ 16	+ 91	+ 13	+ 9,75
» I..	— 37	+ 1	+ 10	+ 38	+ 6	+ 3,5
» J.....	— 83	+ 12	+ 20	+ 85	+ 9	+ 12,25
» K	— 80	+ 25	+ 30	+ 79	— 5	+ 21,75

Remarque. — Les déformations négatives correspondent à des compressions. Nous avons donc changé les signes de $\frac{\sigma_1}{E}$ et $\frac{\sigma_2}{E}$ sur le tableau et les graphiques pour exprimer les compressions en valeurs positives.

D'autre part, les valeurs des déformations doivent être multipliées par 10^{-6}, donc également les valeurs de $\frac{\sigma_1}{E}$ et $\frac{\sigma_2}{E}$.

Pour simplifier nous avons conservé les valeurs ainsi écrites. Si nous voulons retrouver les valeurs des contraintes, nous multiplierons par 10^{-6} la valeur de E choisie.

A l'aide de toutes ces données, nous avons tracé :

1° les lignes d'égales tractions minima ou compressions maxima accompagnées des isostatiques de première espèce (*fig.* 7);

LÉGENDE DE LA FIGURE 7

—.—.— Lignes isostatiques de premier ordre.
Directions of first principal stresses.

——— Lignes des contraintes principales maxima.
Directions of equal first principal stresses.

(A) Parement amont = *Upstream face.*
(B) Fibre moyenne = *Mean fiber.*
(C) Parement aval = *Downstream face.*

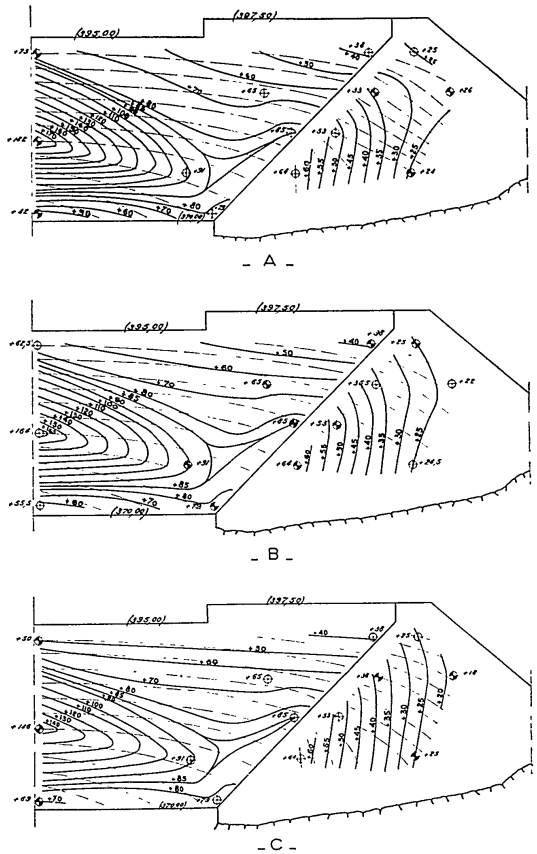


Fig. 7.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2° les lignes d'égales tractions maxima ou compressions minima accompagnées des isostatiques de deuxième espèce (*fig.* 8);

3° les lignes d'égal cisaillement effectif maximum accompagnées des lignes de glissement qui font un angle de $\pm\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$ avec les isostatiques de première espèce (*fig.* 9).

En clé les lignes correspondent :

— sur le parement amont, aux valeurs données par les groupes de témoins placés à l'extrados de la voûte;

— sur le parement aval, aux valeurs données par les groupes de témoins placés à l'intrados de la voûte;

— sur la fibre moyenne, aux valeurs moyennes données par les groupes amont et aval.

Par ailleurs, les lignes correspondent, dans les trois cas, aux valeurs données par les groupes de témoins placés suivant la fibre moyenne. C'est évidemment le graphique correspondant à la fibre moyenne qui donne la représentation la plus correcte.

Les deux autres permettent toutefois de se faire une idée de la variation dans l'épaisseur de la voûte.

Remarques générales. — Nous noterons :

1° Pour les lignes d'égales compressions maxima, la faible variation de l'aval à l'amont et l'allure identique des courbes.

2° Au contraire, pour les lignes d'égale traction maxima, une variation assez sensible entre l'amont et l'aval.

3° Les isostatiques sont légèrement plongeantes sur les ailes, bien qu'il ne s'agisse ici que des effets de la charge d'eau sans prise en compte du poids propre. Ce phénomène bien connu se traduit par un faible effet de voûte aux ailes vers la partie supérieure.

4° On retrouve, du fait de la raideur du couronnement, la contrainte de traction bien connue sur le parement aval de la console de clé, aux deux tiers environ de sa hauteur.

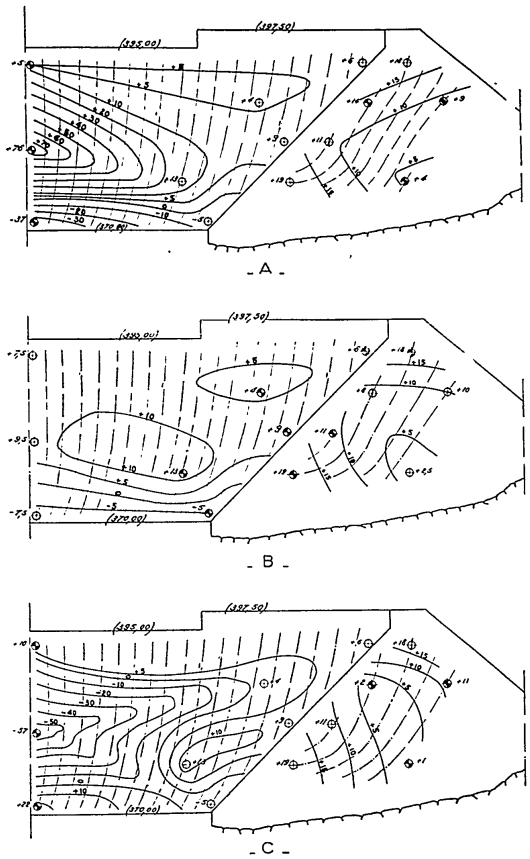
LÉGENDE DE LA FIGURE 8

Barrage du Mont-Larron.
Mont-Larron Dam.

—.—.— Lignes isostatiques de deuxième ordre.
Directions of second principal stresses.

——— Lignes des contraintes principales minima.
Directions of equal second principal stresses.

(A) Parement amont = *Upstream face.*
(B) Fibre moyenne = *Mean fiber.*
(C) Parement aval = *Downstream face.*



- A -

- B -

- C -

Fig. 8.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ÉTUDE DE LA CONSOLE DE CLÉ.

La voûte est encastrée sur tout son pourtour. L'étude de la répartition de la charge entre arcs et murs a été faite en supposant un encastrement parfait; le moment d'encastrement est la simple traduction des mesures extensométriques à la base de la console centrale.

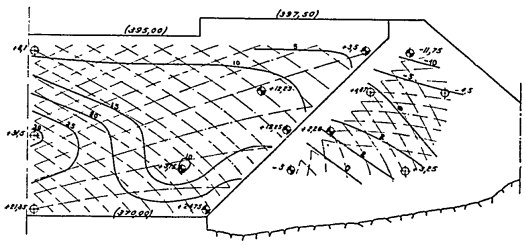


Fig. 9.

Barrage du Mont-Larron.
Lignes d'égal cisaillement effectif maximum. Lignes de glissement.

Mont-Larron Dam.
Lines of equal maximum effective shear stress. Lines of sliding.

Nous avons les valeurs des contraintes principales suivantes (*voir* tableau précédent) :

Cote 393,00 :

Intrados : $\frac{\sigma_1}{E}$ (horizontal) $= +50$, $\frac{\sigma_2}{E}$ (vertical) $= +10$;

Extrados : $\frac{\sigma_1}{E} = +75$, $\frac{\sigma_2}{E} = +5$.

Cote 381,00 :

Intrados : $\frac{\sigma_1}{E}$ (horizontal) $= +146$, $\frac{\sigma_2}{E}$ (vertical) $= -57$,

Extrados : $\frac{\sigma_1}{E} = +182$, $\frac{\sigma_2}{E} = +76$.

Cote 371,00 :

A cette cote, la contrainte principale σ_1 n'est pas horizontale puisque $\alpha = 15°$; nous devons donc calculer les contraintes horizontales et verticales N_1 et N_2.

Intrados : $\frac{N_1}{E} = +65{,}3$, $\frac{N_2}{E} = +25{,}3$;

Extrados : $\frac{N_1}{E} = +36{,}6$, $\frac{N_2}{E} = -31{,}25$.

Nous pouvons écrire N_1 ou $\sigma_1 = a\frac{R}{e}$ dans laquelle R est le rayon amont au niveau considéré, e l'épaisseur de l'arc horizontal, et déterminer les valeurs de a (pression hydrostatique fictive prise par l'anneau) pour les différentes cotes :

Cote 393,00..... $a = 3{,}23$ E
» 381,00..... $a = 9{,}84$ E
» 371,00..... $a = 4{,}36$ E

Nous avons encore ici la valeur de la charge prise par la console :

$$\vec{C} = \frac{\vec{H}}{\cos\alpha} - \vec{a}.$$

Or, le moment résultant de cette poussée par rapport au point O, milieu de la section EF, est égal au moment fléchissant M dans cette section.

Nous prenons une section normale au parement amont. Les plans des triangles étant disposés parallèlement au parement amont, les contraintes N_2 et σ_2 sont parallèles à ces parements et ont sensiblement les mêmes valeurs qu'à la cote 371,00.

Donc

$$\frac{MV}{EI} = \frac{31{,}05 + 25{,}3}{2} = 28{,}3,$$

$$\frac{I}{V} = 1{,}7, \qquad \frac{M}{E} = 48{,}11.$$

Et nous pouvons écrire :

$$M = \mathfrak{M}_0\vec{H} - \mathfrak{M}_0\vec{C}.$$

Le calcul analogue à celui fait pour le barrage de Vaussaire donne

$$\mathfrak{M}_0\vec{H} = 2\,654{,}32,$$

$$\mathfrak{M}_0\vec{C} = 1\,705{,}75\ E$$

et

$$48{,}11\ E = 2\,654{,}32 - 1\,705{,}75\ E.$$

D'où

$$E = \frac{2\,654{,}32}{1\,753{,}56}\,10^6 = 1\,510\,000\ t/m^2.$$

Le même raisonnement pour la section à la cote 381,00 conduit à

$$-69{,}16\ E = 514{,}4 - 416{,}2\ E.$$

d'où

$$E = \frac{514{,}4}{347{,}04}\,10^6 = 1\,480\,000\ t\ m^2.$$

Il est très intéressant de noter la concordance de ces deux résultats pour deux cotes différentes.

Par contre, si nous faisons le calcul pour la cote 393,00, nous obtenons un résultat aberrant. Mais, à cette cote, les valeurs des contraintes sont

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

faibles (— 10 et — 5) et correspondent à des valeurs également faibles des déformations. Or, la précision des mesures de déformations par témoins sonores n'est pas suffisante pour nous permettre l'interprétation de résultats aussi petits.

Le coefficient d'élasticité du béton ainsi déterminé est plus faible que celui que nous avons trouvé pour le barrage de Vaussaire. Cette

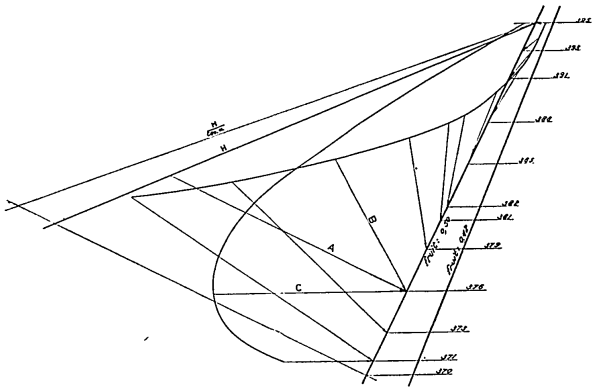


Fig. 10.

Barrage du Mont-Larron.
Ajustement de clé.
Mont-Larron Dam.
Crown adjustment.

(A) Pression hydrostatique = *Hydrostatic pressure.*
(B) Charge de la console = *Cantilever load.*
(C) Charge de l'arc = *Arch load.*

différence peut provenir de la constitution différente des bétons, de la mise en eau un peu moins rapide, et peut-être aussi du fait que le calcul n'a pas fait intervenir la déformation des contreforts, qui augmente la flexion de la console centrale sans modifier sensiblement les charges. Il est possible aussi que le chiffre de 2,7 trouvé pour Vaussaire soit un peu fort. Il a été obtenu en annulant le moment au droit du joint horizontal, ce qui n'est certainement pas le cas, l'articulation n'étant pas parfaite.

Comme pour le barrage de Vaussaire, nous pouvons tracer les courbes de la charge prise par les arcs et de la charge prise par la console (*fig.* 10).

Stabilité des contreforts du Mont-Larron.

Le barrage du Mont-Larron est d'un type inhabituel, en ce sens qu'il comporte notamment une grande voûte inclinée s'appuyant sur deux contreforts de volume modéré recevant également la poussée de deux voûtelettes latérales.

La difficulté majeure du projet consistait à apprécier en grandeur, position et direction, les forces appliquées sur ces contreforts ; la question étant d'une grande importance, car les culées sont en équilibre statique et il est essentiel que la résultante des forces appliquées (poussée et poids propre) ne sorte pas d'une zone de sécurité.

Les divers calculs effectués, visant à justifier par des encadrements de plus en plus étroits les dimensions et la forme de ces contreforts, ont consisté d'abord à apprécier la poussée de la voûte par la méthode des anneaux plongeants. Mais il est apparu que cette méthode ne tenait pas compte de la raideur du couronnement et du déplacement de la poussée vers le haut qui en résulte. Or, en remontant la poussée, on va dans le sens d'un déséquilibre du contrefort. On a donc appliqué également la méthode de calcul par ajustement radial de clé, qui a donné une courbe différente de la répartition des poussées. Le projet du contrefort a été dressé en faisant l'enveloppe des résultats des diverses hypothèses. Tous ces calculs comportant beaucoup d'incertitudes, il a été prévu, par mesure de sécurité complémentaire, quelques tirants tendus destinés à comprimer sur elles-mêmes les différentes couches de béton. Cette précaution peu coûteuse donnait toute garantie en cas d'erreur grave sur les hypothèses.

Dispositif de mesure.

Neuf triangles de témoins sonores ont été placés dans la culée rive gauche, trois triangles suivant la fibre moyenne, les six autres placés à 1 m des parements (schéma d'implantation).

Calcul des contraintes principales.

Les courbes d'égales compressions maxima, égales tractions maxima, égal cisaillement effectif maximum, ont été établies pour la culée comme indiqué précédemment pour la demi-voûte rive gauche.

Désignation des groupes	A.	B	α	$\frac{\sigma_1}{E}$.	$\frac{\sigma_2}{E}$.	$\frac{T_m}{E}$.
Groupe L..... ..	— 30	— 12	+ 14	+ 25	+ 18	— 11,75
» M_1. ...	— 29	— 6	+ 36	+ 33	+ 14	— 5,75
» M_2.	— 37	+ 7	+ 18	+ 38	+ 2	+ 7,5
» N... ..	— 30	+ 9	+ 24	+ 53	+ 11	+ 2,25
» O	— 59	— 3	+ 6	+ 64	+ 19	— 3
» P_1.. . .	— 24	— 2	+ 12	+ 26	+ 9	— 2,5
» P_2.... .	— 15	— 7	+ 31	+ 18	+ 11	— 6,5
» Q_1.....	— 25	+ 3	+ 13	+ 25	+ 1	+ 5,25
» Q_2.... .	— 23	+ 9	+ 30	+ 24	+ 1	+ 2

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

REMARQUES GÉNÉRALES. CONFRONTATION AVEC LES RÉSULTATS DU CALCUL.

Nous constatons, tout d'abord, que les isostatiques de première espèce sont plus plongeantes sur le parement de la culée côté rive (*fig.* 7 A) que sur l'autre parement (*fig.* 7 C), et que les compressions maxima y sont légèrement plus fortes. La dissymétrie est encore plus nette quand on compare les lignes d'égales tractions maxima. Cette constatation prouverait qu'il y a, en plan, un léger excentrement de

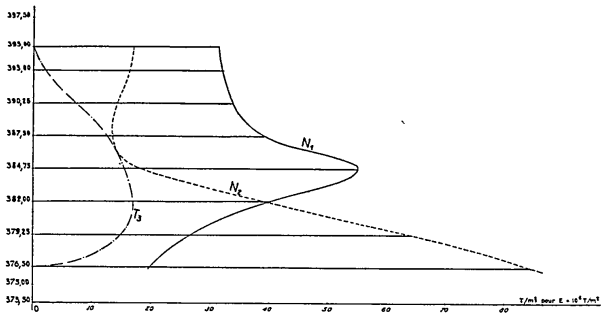


Fig. 11.

Barrage du Mont-Larron.
Culée R. G. Parement amont.
Répartition des contraintes N_1, N_2 et T_3.

Mont-Larron Dam.
Left bank abutment. Upstream face.
Stress distribution N_1, N_2 *and* T_3.

la résultante de la poussée des voûtes. Elle tendrait à indiquer que la poussée des petites voûtes latérales a été un peu surestimée. Les différences étant toutefois très faibles, nous pouvons assimiler le plan médian de la culée à un plan principal et déterminer dans ce plan les forces auxquelles est soumise la culée.

Pour cela, nous avons divisé la culée par un certain nombre de coupes horizontales et verticales. A partir des isostatiques et des courbes d'égales compressions, nous avons calculé les valeurs de N_1, N_2 et T_3 le long de ces différentes coupes dans la zone limitée par les témoins, puis extrapolé ces valeurs jusqu'au parement amont (*fig.* 11).

De ces contraintes, nous pouvons calculer la poussée sur le parement amont aux différents niveaux.

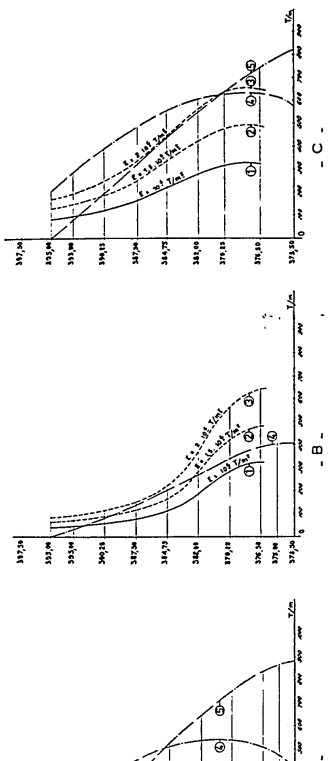


Fig. 12.

Barrage du Mont-Larron. Culée R. G.
Mont-Larron Dam. Left bank abutment.

(A) Composante horizontale de la poussée aux différents niveaux. (1), (2), (3) Résultats pour différentes valeurs du coefficient d'élasticité.
(A) Horizontal component of hydrostatic pressure at different levels. (1), (2), (3) Results for various values of modulus of elasticity.
(4) Hypothèse du calcul avec ajustement.
(5) Hypothèse du calcul sans ajustement.
(4) Assumption for calculation with adjustment.
(5) Assumption for calculation without adjustment.
(B) Composante verticale de la poussée aux différents niveaux. (1), (2), (3) Résultats pour différentes valeurs du coefficient d'élasticité.
(B) Vertical component of hydrostatic pressure at various levels. (1), (2), (3) Results for various values of modulus of elasticity.
(4) Hypothèse du calcul.
(4) Assumption for calculations.
(C) Poussée aux différents niveaux. (1), (2), (3) Résultats pour différentes valeurs du coefficient d'élasticité.
(C) Hydrostatic pressure at various levels. (1), (2), (3) Results for various values of modulus of elasticity.
(4) Hypothèse du calcul avec ajustement.
(5) Hypothèse du calcul sans ajustement.
(4) Assumption for calculations with adjustment.
(5) Assumption for calculations without adjustment.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Nous avons porté sur la figure 12 les valeurs de la poussée et de ses composantes pour trois valeurs de E, ainsi que les courbes résultant des hypothèses de calcul explicitées ci-dessus.

Les mesures extensométriques ont montré que la forme de la ligne de poussée se rapproche plus de celle qui résulte des hypothèses de calcul avec ajustement de clé que de celle qui résulte du calcul par anneaux plongeants. Elles montrent en outre que les calculs sont péjoratifs : la composante horizontale de la poussée a été surestimée et la composante verticale sous-estimée.

Dans la moitié supérieure de la culée, la poussée fait un angle constant de 28° avec l'horizontale; dans la moitié inférieure, l'angle croît de 28° jusqu'à 76° au sol. En composant avec le poids on trouve pour tg φ (φ, angle de la résultante générale des forces avec la verticale) une valeur comprise entre 0,40 et 0,50, bien inférieure à la limite de sécurité généralement admise dans les calculs, de 0,75 à 0,80.

RÉSUMÉ.

Les barrages en voûte mince de Vaussaire et du Mont-Larron sont des ouvrages de modeste importance, la hauteur des parties actives ne dépassant pas 25 m. Cependant, l'analyse des mesures extensométriques de ces ouvrages présente un intérêt particulier pour les raisons suivantes :

— les voûtes sont de caractéristiques voisines, d'un type assez fortement incliné sur l'aval, et les résultats peuvent être utilement rapprochés;

— les durées de remplissage et de vidange ont pu être assez courtes pour éliminer en grande partie les effets autres que la charge hydrostatique.

L'identification des contraintes constatées en console de clé avec celles du calcul donne dans l'un et l'autre cas une valeur admissible du module d'élasticité du béton, au moins pour des taux de contrainte suffisamment élevés pour une précision de mesure admissible. On obtient ainsi une certaine justification qualitative des hypothèses de répartition de la charge entre arcs et console.

Dans le cas de Vaussaire, la console est coupée à la base par un joint horizontal pour éviter la fissure de pied des voûtes très inclinées. On est amené à envisager la fourchette d'une hypothèse avec articulation sur l'arête aval et d'une hypothèse avec glissement horizontal au joint, la seconde semblant vérifiée par les indications des témoins du joint.

Dans le cas du Mont Larron, il était intéressant de constater si les hypothèses de répartition des poussées de voûtes dissymétriques sur un contrefort mince, hypothèses variables selon le mode de calcul des voûtes, se trouvaient vérifiées. Les constatations font apparaître un léger excentrement des poussées, le mode de calcul par ajustement de clé semblant donner une conformité plus grande que celui par anneaux plongeants.

SUMMARY.

The Vaussaire and Mont-Larron dams are small structures, for the height of their active parts is not above 25 m. Nevertheless, examination of the extensometrical measurements of these structures presents special interest for the following reasons :

— the characteristics of these two dams are closely similar, for the arch, in each case, slopes steeply downstream, so comparison of the results is fruitful;

— the filling and emptying times were short enough for eliminating as far as possible stresses other than the hydrostatic pressure.

Comparison of the stresses noted at the crown cantilever with those of the calculations gives in both cases an admissible value for the Young's modulus of the concrete, at least for stresses high enough for obtaining tolerable accuracy in measurement. In this way, a certain qualitative justification of the assumptions relating to the distribution of the load between the arches and the cantilever is obtained.

In the case of Vaussaire, a horizontal joint cuts across the base so as to obviate the cracking of the toe which occurs in steeply sloping arches. One is lead to contemplate both the assumption of a hinge on the downstream face and that of horizontal sliding at the joint. The indications given by the strainmeters placed in the joint seem to support the second assumption.

In the case of Mont-Larron, it was interesting to find out whether the assumptions on the distribution of the thrust of asymmetrical arches on a thin buttress, assumptions which varied according to the method whereby the arches were calculated, would be verified. It was noted that the thrusts were somewhat eccentric, and that the method of calculation by crown adjustment seemed to give results closer to those measured than did the inclined arch method.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*,
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 134

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. R. CHUGAEV
(U. S. S. R.)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

DESIGN AND CALCULATION OF THE UNDERGROUND PROFILE OF DAMS ON PERVIOUS FOUNDATIONS (*) (1).

R. R. CHUGAEV,

Doctor of Technical Science,
Professor of the All-Union Scientific Research
Institute of Hydrotechnics named after B. E. Vedeneev.

By the term "underground profile" let us denote the profile, limiting on the underside the watertight or very slightly permeable parts of a structure. The term "rational underground profile" is to determine a profile, which, on the one hand, ensures the strength and stability of the dam and of its foundation, and, on the other, combines in the most rational form the following conditions : low initial cost of the structure; simplicity and speed of work realization combined with the possibility of application of corresponding mechanization means and of the use of local building materials; simplicity of operation of the structure.

In the process of designing the underground profile the following *six* schemes, different in principle, may come in question for the cross

---

(*) *Projets et calculs du profil souterrain des barrages construits sur fondations perméables.*

(1) This investigation work has been carried out in the All-Union Research Institute of Hydrotechnics in Leningrad, U. S. S. R.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

section of the dam : 1. non-drainage dam, when no drainage is to be made use of under the dam; 2. dam with horizontal drainage, when a horizontal draining layer is to be inserted under the dam : 3. dam with upstream apron drainage; in this case we obtain a dam with anchor apron; 4. dam with upstream face drainage; 5. dam with vertical foundation drainage and 6. " depth scheme ", when the dam body is conjugated with an impervious layer, a sheet piling or a deep cut-off.

At the start of designing the underground profile first of all the scheme in principle of the dam should be chosen out of the abovementioned number thereof, in accordance with the specific conditions of the case considered. Further, basing on special calculations, a certain number of supposed solutions should be worked out for the profile line, differing in the form and dimensions of the line. All these variations must be equivalent in strength, as well in regard of the stability of the dam, as in regard of the " percolation resistance " of its foundation, i. e. of the ability of the soil to withstand scouring and blowouts in result of percolation [1].

The rational profile is to be found by means of comparative examination of the different solutions. No general criterion can be given here, enabling to find at once the rational profile. Nevertheless, in order to reduce the number of approximately equivalent (in regard of strength) solutions to be examined, it is, naturally, necessary to make use of the complex of different rules, enabling to exclude immediately the manifestly non-economical solutions, as well as those, which are evidently unrational from the point of view of work organization [2].

In the following lines we are not going to deal with the calculations for the appreciation of the stability of the dam for the different profile solutions. Below, we are only intending to elucidate the question of the calculations of the dam foundation in regard to percolation, the results of which calculations are, in particular, made use of in the abovementioned static computation. Besides, we are also dealing with the question of the calculations, by means of which the percolation resistance of the dam foundation is to be appreciated.

I. — NEW METHOD OF PERCOLATION CALCULATIONS FOR A GIVEN UNDERGROUND PROFILE.

For a certain given underground profile the hydraulic calculation must ensure a prompt and simple determination of the following : the upward pressure: the percolation flow: the pressure gradients in different points of the foundation (these are necessary for the calculation of the leak resistance of the soil).

The method proposed below is based on precise hydromechanical solutions. In addition to this, account is taken of the following evident

considerations : *a.* basing on the model of a continuous homogeneous percolation medium, there is no need to seek for very accurate solutions, as, in fact, we have never to do with an actual continuous homogeneous percolation medium; besides, the very percolation characteristic curves can be plotted but with rough approximation; *b.* accurate (and, besides, very complicated) hydromechanical solutions for the percolation beneath the dam [3] can be justified in practical use only in the case, when there are no simple methods of approximate calculations at disposal, of which the degree of accuracy would correspond to the degree of accuracy of the initial data (permeability, etc.).

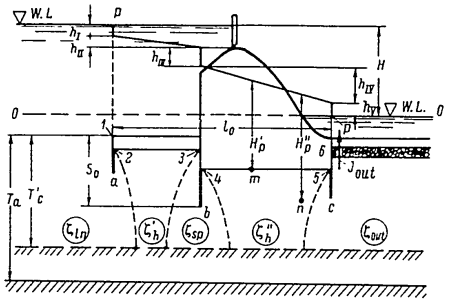


Fig. 1.

In accordance with the method proposed [2], we begin with dividing arbitrarily the given underground profile (the line 1-*a*-2-3-*b*-4-5-*c*-6 in figure 1) into elements. Only elements of the following type are marked in this occasion : 1. horizontal sections of the profiles (*see* elements 2-3 and 4-5); 2. internal sheet pilings (elements 3-*b*-4); 3. entrance and outlet elements (elements 1-*a*-2 and 5-*c*-6).

In the following we are dealing only with these three types of elements.

We determine each marked element of the profile by a certain number, which we denote as the resistance factor ζ. The meaning of that factor is revealed by the relation

$$h = \zeta \frac{q}{k}, \qquad (1)$$

with the following notation : q, the specific flow; k, the percolation factor of the foundation soil; h, the loss of head on the length of the element in question, for instance, the loss of head on the length from point 1 to point 2, when the sheet piling 1-*a*-2 is dealt with, or the loss

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

of head from point 2 to point 3, when the horizontal element 2-3 is in question, etc.

It comes out, that the quantities ζ, practically, depend only on the dimensions of the profile element in question and on the depth of the impervious layer, and that it is possible to give very simple formulae or curves, based on the analysis of accurate hydromechanical solutions, for the numerical determination of the quantities ζ for different profile elements :

1. For *the internal sheet piling* (*fig. 2 a*) it is possible for the case

$$\begin{cases} 0.5 \leq (T_2 : T_1) \leq 1.0 \\ 0 \leq (S : T_2) \leq 0.8 \end{cases} \tag{2}$$

to express the quantity ζ ($= \zeta_{sp}$) in the form of the following approximative relation :

$$\zeta_{sp} = \frac{a}{T_1} + 1.5\frac{S}{T_2} + \frac{0.5\frac{S}{T_2}}{1 - 0.7\frac{S}{T_2}}. \tag{3}$$

The determination of the symbols a, S, T_1 and T_2 is given on figure 2 *a*.

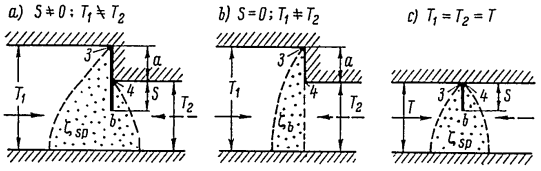


Fig. 2.

In the case S = 0 (*fig. 2 b*) instead of an internal sheet piling we get an internal bench, whose resistance factor (which we denote as ζ_b) in accordance with formula (3) comes out to be

$$\zeta_b = \frac{a}{T_2}. \tag{4}$$

In the case $T_1 = T_2 = T$ (*fig. 2 c*), when $a = 0$, the formula (3) is simplified and the quantity T_2 should be understood as T.

Values of higher accuracy for ζ_{sp} and ζ_b, within somewhat greater variation limits of the relation $\frac{S}{T_2}$ can be found by means of the diagram on figure 3, plotted in accordance with an exact hydromechanical solution of S. N. Numerov [4] and later on slightly corrected in the part, corresponding to comparatively small values of $\frac{S}{T_2}$.

2. *For the entrance and outlet sheet pilings* (*fig. 4 a, b*) the quantity ζ ($= \zeta_{in}$ or, correspondingly, ζ_{out}) is expressed

$$\zeta_{in} = \zeta_{out} = \zeta_{sp} + 0.44, \tag{5}$$

where ζ_{sp} should be determined (*see* above in item 1) under the assumption, that the given entrance or outlet sheet piling represents an internal

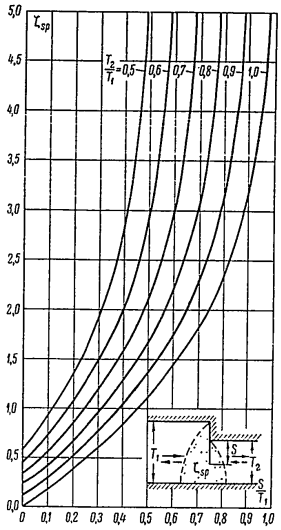


Fig. 3

sheet piling. Some particular instances of entrance and outlet profile elements are represented on figure 4 *c, d*; it can be seen, that in the case of the so-called " plane " entrance or outlet (*fig. 4 d*) the entrance or outlet element of the underground profile obtains the form of a point (point A), whose resistance coefficient always equals 0.44 (2).

(2) The coefficient $\zeta = 0.44$ represents the so-called resistance coefficient of " a pure turn " of the percolation stream to 90°.

Let it also be noted, that in the case of the so-called " Pure sheet piling " the quantity ζ comes out to be equal

$$\zeta_{psp} = \zeta_{sp} + 0.88. \tag{6}$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

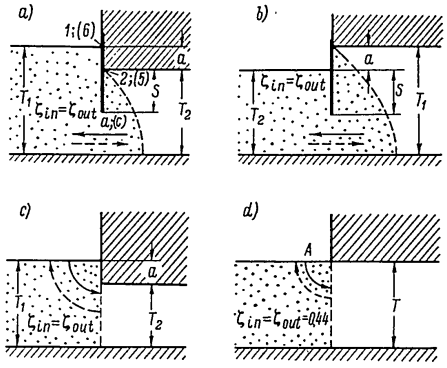


Fig. 4.

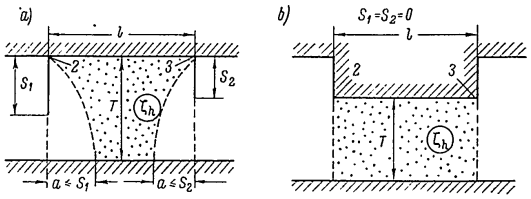


Fig. 5.

3. *For horizontal profile elements* (*see*, for instance, the element 2-3 on figure 5 *a*, *b*) the quantity ζ ($= \zeta_h$) can be expressed by the following approximative formulae :

a. in the case $l \geq 0.5\,(S_1 + S_2)$ (*see* designations on the drawing) :

$$\zeta_h = \frac{l - 0.5(S_1 + S_2)}{T}; \tag{7}$$

b. in the case $l \leq 0.5\,(S_1 + S_2)$:

$$\zeta_h = 0. \tag{8}$$

It must be noted, that by computing in the abovementioned way the coefficients ζ for sheet pilings we neglected the interaction of separate sheet pilings; that interaction is practically inessential when

$l > 0.5\,(S_1 + S_2)$. In the very unfrequent cases, when $l < 0.5(S_1 + S_2)$, the summary resistance coefficient of two adjacent internal sheet pilings may be considered (by $T_1 = T_2 = T$) as equal to

$$\zeta'_{sp} = \zeta'_{sp} + \frac{l}{0.5(S_1 + S_2)}\zeta''_{sp} \tag{9}$$

where ζ'_{sp} denotes the resistance coefficient of the longer sheet piling, ζ''_{sp} — that of the shorter sheet piling; both magnitudes ζ'_{sp} and ζ''_{sp} are to be computed by means of the formula (3).

Being in possession of the numerical values of the quantity ζ, it is not difficult to solve any percolation problem.

It can be demonstrated, that the head H on a structure is distributed among separate profile elements in proportion to the numerical values ζ of the corresponding profile elements.

Hence, the loss of head on the length of a certain profile element n is expressed by the formula

$$h_n = \frac{H}{\sum \zeta}\zeta_n. \tag{10}$$

where ζ_n is the resistance coefficient of the profile element n, $\sum \zeta$ the " summary resistance coefficient " of the complete underground profile.

In the instance of the dam, depicted in figure 1, the quantity $\sum \zeta$ is equal to

$$\sum \zeta = \zeta_{in} + \zeta'_h + \zeta_{sp} + \zeta''_h = \zeta_{out}. \tag{11}$$

After having computed, by means of formula (10), the loss of head for every profile element (i. e., the magnitudes h_I, h_{II}, h_{III}, h_{IV} and h_V), it is easy to plot the piezometric curve P — P for the underground profile (*fig.* 1).

It can be seen, that by plotting the line P — P we are making an additional assumption — that the head drop on the length of each separate horizontal underground profile element is going on in accordance with a linear law.

It is evident, that the overlaps H'_p and H''_p of the line P — P above the corresponding points *m* and *n* will give us the reduced head in the points. It is also evident, that the shaded area on figure 1 will represent the sought for upward pressure sheet for the horizontal underground profile elements.

By means of the described method, which we denote as the " resistance coefficients method ", the following problems can be solved in addition to the above [2] :

1. to plot with certain approximation the upward pressure sheet not only for the base of the dam (as given above), but also for any other surface, lying on a certain level within the dam foundation;

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2. to determine the percolation flow q by means of the formula :

$$q = \frac{H}{\sum \zeta} k; \tag{12}$$

3. to find the piezometric grades along the horizontal profile elements (equal to the inclines of the line P — P);

4. to determine the head h_p on the point of the outlet sheet piling, which is necessary for the blowout calculation of the dam foundation [5], for the case $0.7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1.0$ and $\frac{S}{T_1} > 0.1$, referred to a comparison plane O-O, coinciding with the tailwater level (*fig.* 1)

$$h_p = \left(0{,}8 - 0{,}3\frac{S}{T_1}\right) h_{out}. \tag{13}$$

where h_{out} denotes the head at point 5;

5. to find the value of the maximal outlet gradient J_{out} on the level of the tailwater bottom (at point 6; *fig.* 1).

In this instance, availing ourselves of S. N. Numerov's solution [4] and being in possession of the magnitude $\sum \zeta$, we can write for the calculation of J_{out} the following formula

$$J_{out} = \frac{H}{T_1} \frac{1}{\alpha \sum \zeta}, \tag{14}$$

where the value of α for the case $0.7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1.40$ can be determined by means of the approximative formula :

$$\alpha = \sqrt{\sin\left[\frac{\pi}{2}\left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1\right)\right]} \tag{15}$$

or by means of the diagram on figure 6.

By means of the resistance coefficients method it is easy also to take account of the permeability of the upstream apron, when, for instance, it is built of argillaceous ground, and of the permeability of sheet pilings, caused by small slits between separate piles [6]. The permeability of the said elements is taken account of by means of an imaginary reduction of the length of these elements : for the calculation of an actual permeable upstream apron of the length l_{up} we assume instead of it an imaginary shortened perfectly impermeable upstream apron of the length l^0_{up}, which length l^0_{up} we find from the diagram on figure 7 [2]; instead of an actual permeable sheet piling of the length S we assume in the calculations a perfectly impermeable sheet piling of the shortened length $= \tau S$, where the coefficient τ is determined from S. N. Numerov's diagram [6], [2] in figure 8.

The notations on figure 7 are as follows; T_{up} — the depth of the level of the actual impermeable layer below the upstream apron base; l, the reduced thickness of the upstream apron

$$l_r = l\frac{k}{k_a}, \tag{16}$$

where l is the actual thickness of the upstream apron and k_a is the percolation coefficient of the upstream apron. The notations of

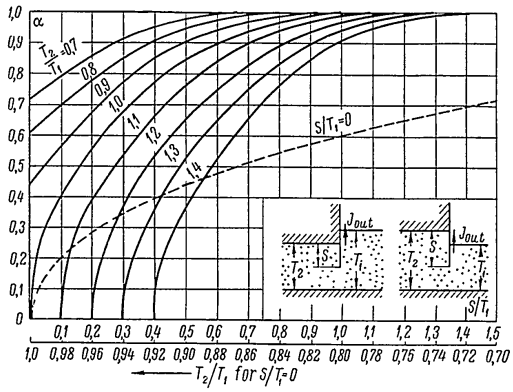


Fig. 6.

figure 8 are : T, the actual depth of the impervious layer; τ, the so called virtual thickness of the sheet piling, which for metal sheet pilings equal 100-200 m (for sheet piling keys, filled with soil).

The physical meaning of τ can be explained as follows : for the case of a sheet piling, reaching to the impervious layer, by adding to the length of the percolation massif of the given actual scheme the magnitude τ and by simultaneously excluding the sheet piling in question, we obtain conditions, in which the magnitude q proves to have the same value as in the actual scheme.

The analysis of the numerical values of τ brings to the conclusion, that for the practically very frequent conditions, when

$$T_1 \approx T_2; \quad 0 < \frac{S}{T_1} < 0{,}4. \quad l - 0{,}5(S_1 + S_2) \approx l, \tag{17}$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

two very simple formulae can be given as sufficient :

(18) $$\zeta_{in} = \frac{l_{el}}{T}; \qquad \zeta_{in} = \zeta_m = \frac{l_{el}}{T} + 0{,}44.$$

where ζ_{in} is the resistance coefficient of any internal profile element (internal sheet piling or horizontal profile element); l_{el} is the length of the profile element in question (for instance, $l_{el} = 2\,S$ for a sheet

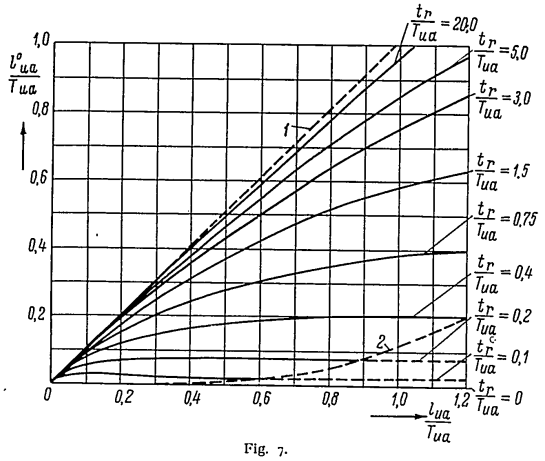


Fig. 7.

(1) Watertight upstream apron.
(2) Limit lengths of permeable upstream apron.

(1) *Avant-radier étanche.*
(2) *Longueur limite de l'avant-radier perméable.*

piling of the length S, or $l_{el} = l$ for a horizontal element of the length l).

It may be noted, that by making a slight alteration (purely formal, but not essential) in the known W. Bligh's [8] method, we are entitled to state, that in some sense W. Bligh himself made in his calculations use of resistance coefficients, by always assuming them = (l_{el} : T). In fact, by assuming for all profile elements the said expression for the resistance coefficient, we obtain the *linear* fall of head along the underground profile (as that was proposed by W. Bligh). Hence, the computation of head losses in accordance with W. Bligh's proposals is perfectly

correct for internal profile elements. On the contrary, the use of that proposals for the computation of head losses for the entrance and outlet elements proves unacceptable, as in this case we are overlooking the supplementary " coefficient of the pure 90° turn ", which equals = 0.44.

In view of the above, it is possible, for the conditions (17), to propose a very simple calculation method, which we denote as " the extended

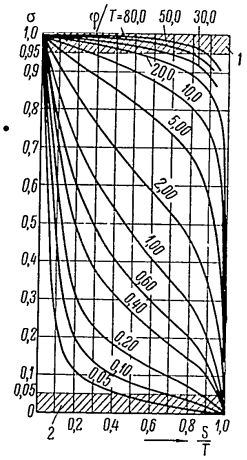


Fig 8.

(1) Region of practical impermeability of sheet piling.
(2) Region of practically completely permeable sheet piling.

(1) *Région de l'étanchéité pratique des palplanches.*
(2) *Région des palplanches absolument perméables.*

profile line method ". Of course, with a certain degree of approximation this method can be also used outside the limits of conditions (17).

In accordance with the extended profile line method we develop the given underground profile (*fig.* 1) into a horizontal straight line AB (*fig.* 9). From the points A and B, accordingly, to the left and to the right we add the length = 0.44 T_m, obtaining thus the points A′ and B′ (T_m — is the mean depth of the impervious layer).

The actual length of the underground profile is denoted on figure 9 as L. The magnitude

(19) $$\Lambda = L + 0.88\,T_m$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

represents the virtual length of the underground profile. By raising a perpendicular at point A′ of the length H, representing the head on the structure, we get the point C′; the straight line between points C′ and B′ represents the (sought for) excessive upward pressure sheet for horizontal profile elements (shaded area) (3).

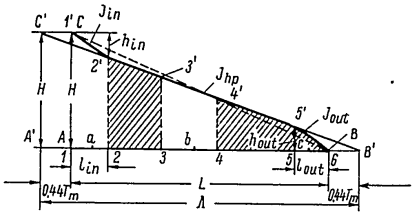


Fig. 9.

By means of the arrangements performed, the following supplementary determinations can be effected :

a. the mean piezometric grade along the horizontal profile elements :

$$J_{hp} \approx \frac{H}{\Lambda} = \frac{H}{L + 0.88T_m}; \quad (20)$$

b. the approximate value of the maximal outlet gradient J_{out}. To determine J_{out} plot the steeply inclined straight line 5′ — B. The incline of that line represents the mean piezometric grade on the length l_{out} of the outlet element; at the same time, this incline gives us also the approximate value of the magnitude J_{out}. (When $T_1 = T_2$, this performance gives us the " exact " value of J_{out}).

The simplicity of the extended profile line method is obvious.

Two supplementary explanations should be given in conclusion :

1. In evolving the above computations we come across the magnitude T, which determines the position of the impervious layer. It must be noted, that in the general case not the *actual* but the *calculated* value T_c of that magnitude is meant.

The magnitude T_c is to be determined as follows :

By means of the formulae, given below and based on the analysis of the data of exact hydromechanical solutions, we find the depth of

(3) To obtain the total upward pressure sheet (shaded on figure 1) it is necessary to add to the ordinates of the sheet on figure 9 the values of the depth of the points of the underground profile below the tailwater level.

the so-called " active percolation zone T'_{ac} relative to the head " :

a. for the case $(l_0 : S_0) \geq 5$

$$T'_{ac} = 0.5l_0; \quad (21)$$

b. for the case $3.4 \leq (l_0 : S_0) \leq 5$

$$T'_{ac} = 2.5.S_0; \quad (22)$$

c. for the case $1 \leq (l_0 : S_0) \leq 3.4$

$$T'_{ac} = 0.8.S_0 + 0.5.l_0; \quad (23)$$

d. for the case $0 \leq (l_0 : S_0) \leq 1$

$$T'_{ac} = S_0 + 0.3.l_0. \quad (24)$$

where l_0 and S_0 are the lengths of the, correspondingly, horizontal and vertical projections of the underground profile (*fig.* 1).

Thereafter, we calculate the depth of " the active percolation zone T''_{ac} relative to the outlet gradient " :

$$T''_{ac} = 2.T'_{ac}. \quad (25)$$

Further, in calculating the upward pressure, the gradients J_{hp} along the horizontal profile elements, as also the head on the point of the outlet sheet piling h_p, we assume the calculated magnitude T as equal to

$$T'_c = T'_{ac}, \quad (26)$$

when $T_a \geq T'_{ac}$, and as equal to

$$T'_c = T_a, \quad (27)$$

when $T_a \leq T'_{ac}$; in calculating the value of the magnitude J_{out} we assume the calculated value of T as equal to

$$T''_c = T''_{ac}, \quad (28)$$

when $T_a \geq T''_{ac}$, or equal to

$$T''_c = T_a, \quad (29)$$

when $T_a \leq T''_{ac}$.

In calculating the percolation flow *q* we have always to assume the magnitude T_c as equal to T_2.

It is obvious, that the introduction of the conception of the active percolation zones enables us to produce calculations of percolation for any depth of the impervious layer however deep it may lie.

2. When the relation $T_2 : T_1$ is close to unity (as, for instance, on

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

figure 4) and the values of $\frac{S}{T_1}$ are small (by S is here denoted the length of the outlet — or entrance — sheet piling), we will obtain on the lower — or upper — end of the apron a considerable deviation of the actual piezometric curve $P_1 - P_2$ from the calculated piezometric line $P'_1 - P'_2$, derived by the above proposed method (*fig.* 10). For instance, for the point A of the profile (*fig.* 10), in calculating by our method, we will obtain not the actual value of the head h_a, but a certain conditional calculated value h_c; the divergence between h_a

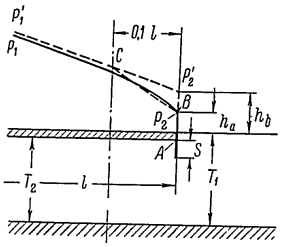


Fig. 10.

and h_c may at times prove quite appreciable. It may be assumed, that considerable divergence between h_a and h_c will have place only in conditions, when

$$\frac{S}{T_1} < \frac{1}{7}\left(\frac{T_2}{T_1} - \frac{1}{3}\right). \tag{30}$$

In the vast majority of cases these deviations, which have a " local character ", may be left perfectly out of consideration (especially, for the case of the inlet profile element). Still, at will the deviation may be excluded by the preliminary determination of the magnitude

$$h_a = \delta\, h_c \tag{31}$$

where δ may be determined either by means of the diagram on figure 11, or by means of the approximative formula :

$$\delta = \sqrt{\sin\left[\frac{3}{7}\pi\left(4\frac{S}{T_1} + 1 - \frac{T_2}{T_1}\right)\right]} \tag{32}$$

relevant to the case :

$$0.7 < \frac{T_2}{T_1} \leq 1.0 \quad \text{and} \quad \frac{S}{T_1} \geq 0.02.$$

Having the value h_a, we find the point B (*fig.* 10) and then plot the straight line BC, thus obtaining the broken line $P'_1 - C - B$ instead

of the actual piezometric curve $P_1 - P_2$; (hereby we discard the earlier plotted stretch $C - P'_2 - B$ of the line).

At this computation we mark the point C on the line $P'_1 - P'_2$ at a distance of 0.1 l from the end of the apron, where l is the length of the apron.

In conclusion of this part let it be stated, that we have carried out many a comparison of the results of calculations made by means of our method with the results, obtained by means of calculations in accordance with the strict hydromechanical law [2]. The comparison has proved that the above proposed very simple method of calculation provides, fully acceptable results in regard of accuracy.

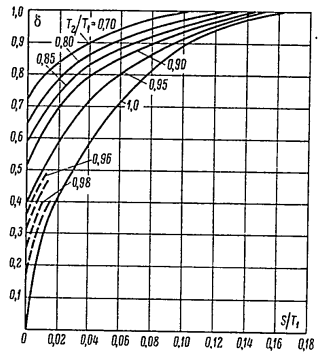


Fig. 11.

The method proposed does not embody only the following cases : *a.* the case of a very heterogeneous soil; *b.* the case, including vertical drainage (i. e., a problem not in plane surface); *c.* the case of presence of artesian waters in the dam foundation.

II. — CALCULATION OF THE PERCOLATION RESISTANCE OF THE FOUNDATION.

As we have already mentioned in 1935 [1], the following possible cases of dam foundation soil destruction should be reckoned with by the designing of dams : *a.* in the form of " local percolation blowout " and *b.* in the form of " scouring "; we have also brought then into

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

light the essential difference between " blow-outs " and " scouring " and have given the up-to-date determination of these two conceptions.

In addition to that, we also proposed to distinguish between *a.* " external scouring " (which is to be overcome by means of inverted filters) and *b.* " internal scouring ", when the displacement of soil particles takes place inside the pores of the soil (within the volume of the soil) (4).

In the process of investigation of the soil percolation resistance of foundations, e. g. for concrete dams, we come to the conclusion, that this resistance can be infringed under following circumstances :

1. in certain *known beforehand* most weakened points of the *cross-section foundation profile* under certain *known and calculated in advance* conditions in those points, for instance, *a.* on the junction of the tail-water bottom with the reverse filter, covering the former; *b.* in the region of the outlet fragment of the foundation, where soil blowout can occur; *c.* on contact places of coarse-grained and fine-grained soils, composing the foundation, etc.;

2. in certain, unknown in advance, points *of the longitudinal profile*, whereas the calculated conditions of resistance in the said points may have had, to some extent, an *indefinite*, so to say " casual ", character. Instances of such resistance infringements may be cited in the form of complete or partial disjointments in separate places of the longitudinal profile of the dam and the formation of transverse ways (" slits ") of concentrated percolation below the dam, caused : *a.* either by unsatisfactory carrying out of work; *b.* or by unforeseen uneven settling of the dam; *c.* or by internal scouring, caused by unaccounted for heterogeneousity of the soil; *d.* or by settling of soil below the dam within the limits of horizontal underground profile elements in the absence of settling of the very dam.

Arbitrarily, let us denote by the term " the normal percolation resistance " that percolation resistance of the soil, which is liable to infringements in certain foreseen places of the *cross section* dam profile (*see* above, item 1), and by the term " casual (or " accidental ", or " general ") resistance " — the soil percolation resistance, that can undergo infringements in separate, not known in advance, places of the *longitudinal* dam profile, where reduced strength of the dam foundation soil may happen, for instance, in connection with the formation of concentrated percolation (*see* above, item 2).

1° THREE CONVENTIONAL CONCEPTIONS IN THE REGION OF FOUNDATION SOIL PERCOLATION RESISTANCE.

By summing up the published materials on the conventional methods

(4) The said report of ours [1] has been practically word for word published by J. Pacquant and Ch. Mallet in the book *Les Barrages en Terre* (Paris, 1951; edition Eyrolles). In that case, in setting forth the most essential statements of our abovementioned work no reference is made as to the origin of the data quoted.

of computing the percolation resistance of the foundation it is possible to distinguish the following three different conceptions :

Conception 1 — with the following way of action :

1. a certain hydrodynamic factor is established, which *should be characteristic for the whole percolation flow*;

2. further, in computing the underground profile, the value of the hydrodynamic factor chosen is limited by a certain *admissible* quantity.

The well-known W. Bligh's computation method [8] should be regarded essentially as related to that 1st conception.

The role of the abovesaid hydrodynamic factor is in W. Bligh's method imparted to the magnitude

$$J_B = H : L, \tag{33}$$

where H denotes the head on the structure, and L the length of the underground profile.

E. W. Lane, retaining essentially the same 1st conception, proposes as the said factor the magnitude

$$J_L = H : \left(L_v + \frac{1}{3} L_h\right), \tag{34}$$

where L_v and L_h are the summary lengths, correspondingly, of the vertical and horizontal underground profile elements. Efforts have been made by W. Bligh and E. Lane to find the admissible values of J_B and J_L by effecting statistic analysis of the data about the dismensions of dams already erected.

Conception 2, proposed in 1922 by N. N. Pavlovsky [3].

In accordance with this conception, safe dimensions (in regard of percolation) for the profile should be obtained, basing on the admissible maximal head outlet gradient J on the tailwater bottom surface.

Conception 3, proposed in 1928 by W. E. Baumgart and R. N. Davidenkov [5], with the following way of action :

1. in the same way, as for conception 2, the value of a certain hydrodynamic factor, characteristic for the whole percolation flow, is liable to no limitations;

2. in order to ensure the percolation resistance of the foundation as a whole, it is only to ensure the absence of any local percolation blowout in the region of the outlet fragment of the foundation.

2° CRITICAL CONSIDERATIONS ON THE THREE CONVENTIONAL CONCEPTIONS.

By assuming the *conception* 1 in designing the underground profile for any value of J_B or J_L, however small it may be, we, nevertheless,

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

can obtain a structure foundation of insufficient resistance in separate places. In fact, when, for instance, we assume a very long apron and admit at the same time a very short downstream sheet piling or cut-off, we will always obtain comparatively great outlet head gradients and a comparatively great head at the point of the outlet sheet piling, whilst the " normal " soil percolation resistance in the region of the outlet fragment of the foundation will be unsufficient. Thus, conception I cannot be regarded as satisfactory.

As to the *conception* 2, we find it also *unacceptable*. In fact, by assuming its assertions we must admit, that two underground profiles with similar characteristic outlet gradients are *equally stable*. Nevertheless, à great number of instances with equal J_{out} can be cited, which produce unequivalent solutions with regard to stability.

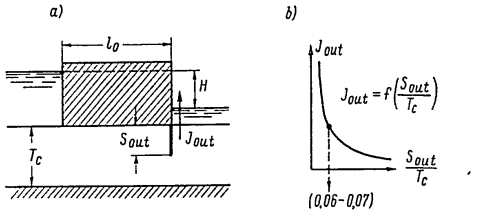


Fig. 11.

Let us represent on figure 12 a plane apron with an outlet sheet piling of the length S_{out} and suppose, that the value of S_{out} gradually varies from o to a certain relatively great magnitude. It is known, that in these conditions the value J_{out} will undergo variation in the way represented on figure 12 *b*. It can be demonstrated, that as long as $S_{out} \leqq \sim 0.06\ T$ (*see* T on figure 12 *a*) an insignificant increase of the magnitude S_{out} (say, a few centimeters) causes a sharp decrease of J_{out}; a similar decrease of J_{out} may be obtained also by increasing the depth of other sheet pilings or by increasing the length of the upstream apron; however, in this case it may prove, that the increase of the lengths of the sheet pilings or of the apron will have to be measured not by centimeters but, perhaps, by tens of meters. It is clear, that the stability of a scheme, in which the upstream apron and the inner sheet pilings are lengthened by tens of meters, will be many times that of a scheme with the outlet sheet piling, lengthened by a few centimeters. It should be emphasised, that when we decide to build the so-called " plane outlet " (apron without outlet sheet piling) we find ourselves, in accordance with the conception 2, entirely unable to design the underground profile, since in this case however enormously great the length of the profile may be, the magnitude J_{out} will always

theoretically be equal to infinity. It is evident, that the magnitude J_{out} can only serve as the index of the " normal " *local* soil resistance at the tailwater bottom surface. It would be as erroneous to try to determine the basic dimensions of the *whole* underground profile on the basis of the magnitude J_{out}, as it would be, for instance, to try to determine the basic dimensions of a concrete gravity dam on the basis of stresses, arising in some special point (say, in the gallery corner), where these stresses are of a local character, sometimes rising up to infinity. The conception in question can be regarded as acceptable only when designing schemes with deep downstream sheet piling, as also in the case of the so-called " pure sheet piling ".

The conception 3 is regarded by us as unacceptable for the following reasons :

1. this conception overlooks entirely that soil resistance, which we denote above as " casual ". From the point of view of this conception there exists no danger of destruction by concentrated percolation for the structures in question, whereas, in our opinion, the majority of the dam destructions in the past have been caused just by concentrated percolation and not by tailwater soil blowout (it is quite possible, that no case of dam destruction by soil blowout has as yet occured);

2. let us assume, that we have built a high quality inverted filter and have ensured the necessary mighty tailwater supplementary loading; then, according to conception 3, the underground profile may be designed *exceedingly short at will*. For instance, in accordance with conception 3, we are in position to build a dam with an underground profile, say, 10 cm long (e. g., in the case of a dam with horizontal drainage underneath, when soil blowout is entirely excluded, or in the case of a dam with drainage under the upstreem apron, when soil blowing out is also excluded). Such a situation seems to us manifestly unacceptable.

3° The proposed fourth (" generalized ") conception (5).

It is obvious, that conception 1 is basing its method of calculation of structures on the examination of that kind of soil percolation resistance, which we denoted above as *casual*, whereas conceptions 2 and 3 are basing the structure calculations on the examination of that percolation resistance, which we denoted above as " normal ". This reveals, that W. Bligh, on one side, and N. N. Pavlovsky, W. S. Baumgart and R. N. Davidenkov, on the other, *aimed at different objects*, in giving their corresponding methods of calculation. The three conceptions, given above (in item 1°), *are not in contradiction, but supplement each*

(5) This conception is a somewhat modified (and not so distinct, in our opinion) version has already been made use of in the preceding designing practice (*see*, for instance [10]).

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

other; it is clear, that both, the casual and the normal soil resistance must be taken into consideration.

In the light of the above, we propose to act as follows in determining the dimensions of the underground profile of dams :

1. Examine, at first, the casual percolation resistance; in doing this similarly to conception 1,

a. establish a certain hydrodynamic factor, characteristic for the whole percolation flow; let us denote that factor as the " piezometric grade, controlling the casual resistance ", and let us designate that control incline as J_c;

b. on the basis of the examination of the casual soil percolation resistance establish the *admissible* value of J_c, i. e., the magnitude $(J_c)_a$;

c. by means of the magnitude $(J_c)_a$ establish the *basic* dimensions of the underground profile.

2. Further, examine the *normal* soil percolation resistance and check *additionally* the evolved basic profile dimensions with regard :

a. to tailwater soil blowout through percolation (in accordance with W. S. Baumgart and R. N. Davidenkov) for $J_{out} > 0.5\text{-}0.7$ (no soil blowout is possible at lower values of J_{out});

b. to internal scouring in the contact places of coarse-grain and fine-grain soils, composing the foundation (assuming here the corresponding *internal* head gradient J_{in});

c. finally, design the inverted filter, covering the tailwater bottom, on the basis of the magnitude J_{out}.

It can be seen, that the proposed 4th conception, which we arbitrarily denoted as " generalized ", is characterized by the following distinctions :

a. in accordance with that conception, the basic profile dimensions are obtained through examination of the casual foundation soil resistance;

b. verification with regard to tailwater soil blowing out is to be made only for a limited abovementioned number of cases;

c. in cases of conventional profile schemes the magnitude J_{out} must be used only for the designing of the reverse filter, and by no means for the determination of the basic structure profile dimension (exception should be made here only for the pure sheet piling scheme; *see* below).

The abovementioned additional verifications of the percolation resistance (item 2) afford no special difficulties; we will, therefore, not deal with them below. Of most interest is at present the question of the structure calculation with regard to the casual foundation soil resistance (item 1).

1° The piezometric grade, controlling the casual foundation soil percolation resistance.

W. Bligh and E. Lane accepted, correspondingly, the magnitudes J_{II} and J_I as representing the said grade [*see* formulae (33) and (34)].

It is quite obvious, that the grade J_I contains no physical meaning at all; we will, therefore, not deal with the magnitude J_I hereunder.

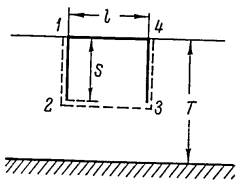


Fig. 13.

As regards the grade J_{II} it can be seen, that this grade can be used as an index of the casual soil resistance in the only case of the designing of spread out profiles; in the case of deep profiles (*fig.* 13) it is necessary, as it is well known, to make use of the other casual resistance index :

$$J'_{II} = H : L', \tag{35}$$

where L′ is the length of the line 1-2-3-4 (*fig.* 13). Let us assume, that we are considering the double sheet piling scheme; let us, further, assume, that we introduced, in addition, the 3rd (intermediate) sheet piling (*see* dotted line); it is evident, that the introduction of the 3rd

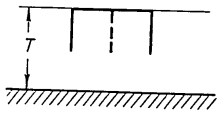


Fig. 14.

sheet piling increases the percolation resistance of our scheme. However, in conducting our calculations in accordance with W. Bligh with the use of the formulae (33) and (35), we will obtain *decreased* values of percolation resistance of the scheme, given on figure 14, after the introduction of the 3rd sheet piling. Hence it is clear, that in some particular cases the use of W. Bligh's criterion carries us to an absurdity.

To avoid such situations, for cases, characterized by the relation

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

$l > s$, we propose to use as controlling grade the following magnitude :

(36) $$J_c = H : \Lambda = H : (T'_c : \Sigma\zeta) = q : T'_c = (V_r)_m,$$

where Λ is the virtual length of the underground profile $= T'_c \Sigma\zeta$; T'_c is the calculated depth of the impervious layer (as accepted when

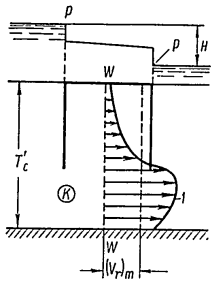


Fig. 15.

(1) Diagram of reduced velocities.

(1) *Diagramme des vélocités réduites.*

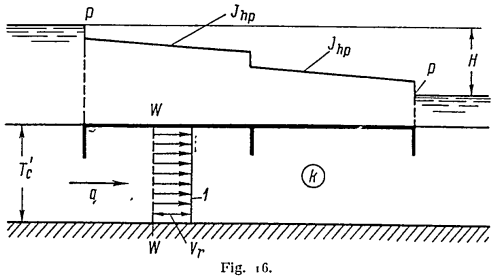


Fig. 16.

(1) Diagram of reduced velocities.

(1) *Diagramme des vélocités réduites.*

plotting the upward pressure sheet, *see* § I); $q_r = (q : k)$ is the reduced flow; $(V_r)_m = V_m : k$ is the *mean* reduced percolation velocity in the vertical useful cross-section W — W (*fig.* 15).

In the case of *spread out* profile schemes, when (*fig.* 16) $l \geq (5 \div 10)$ S, the magnitude J_c, in accordance with (36), proves to be equal

(37) $$J_c = J_{hp} = V_r,$$

where J_{hp} = the incline of the piezometric line, plotted for horizontal profile elements; $V_r = (V : k)$, the reduced percolation velocity in the vertical " useful " cross-section W — W (*fig.* 16).

In the case of a *pure sheet piling* it is advisable to assume for the magnitude J_c the value of the maximal outlet head gradient :

(38) $$J_c = J_{out},$$

where J_{out} is to be found easily by means of conventional hydromechanical correlations [2].

In case of schemes, represented in figure 17, when $l < \frac{s}{2}$, it is admissible for the estimation of the casual soil resistance to lay aside for

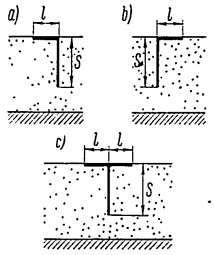


Fig. 17.

reserve the horizontal profile elements and to calculate the given scheme as a pure sheet piling.

In the case $S > l > \frac{S}{2}$ the estimation of the casual resistance should be carried out in conformity with formulae (36) and (38).

5° Numerical values of admissible head gradients $(J_c)_a$ controlling the casual percolation resistance of the dam foundation soil.

It is to assume, that the casual percolation resistance of a proposed underground profile may be regarded as sufficient, when the control gradient

(39) $$J_c \leq (J_c)_a,$$

where J_c is to be found as described in item 4°.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

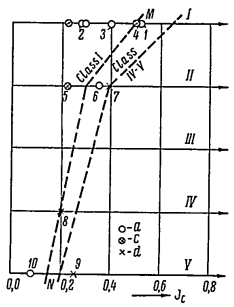


Fig. 18 *a*.

For an underground profile scheme in the form of a pure sheet piling.

The axes on the drawing :

I. for compact clay;
II. for coarse-grain sand and gravel;
III. for sandy loam;
IV. for middle-grain sand;
V. for fine sand and slime.

Pour un schéma du profil souterrain en forme de palplanches pure.

Les axes au dessin :

I. *pour argile compacte;*
II. *pour sable à gros grain et gravier;*
III. *pour terre argileuse;*
IV. *pour sable moyen;*
V. *pour sable à fin grain et vase.*

Notations :

a. Dams without inverted filter.
c. Dams with artificial inverted filter.
d. Collapsed dams.
a. Barrages sans filtre renversé.
c. Barrages à filtre renversé artificiel.
d. Barrages détruits.

Point N°	Nom du Barrage (Pays) Denomination of Dam (country).	H (m).
1.	Upper Gray's (U. S. A.)	9,0
2.	Des Moines (U. S. A.)	2,4
3.	French Landing (U. S. A.)	9,4
4.	Lower Svir (U. S. S. R.)	12,7
5.	Prairie du Sac (U. S. A.)	9,6
6.	Hyatt (U. S. A.)	6,9
7.	Plattsburg (U. S. A.)	10,2
8.	In Wisconsin (U. S. A.)	9,0
9.	Corpus Christi (U. S. A.)	8,1
10.	Middle Loup (U. S. A.)	3,0

As regards the numerical values of the *admissible control gradients* $(J_c)_a$, we saw ourselves compelled to resort to statistical analysis of the data of dams already in existence. This analysis for 174 dams (including dams, recently built) has been carried out in accordance with the considerations, given in item 4° (6). The results of the analysis are given in figure 18 *a* (for the case of a pure sheet piling) and in figure 18 *b* (for the other underground profile schemes).

Five horizontal axes are given in the diagrams of figure 18; each one of them relates to a definite kind of soil (compact clay; coarse-grained sand; sandy loam; middle-grained sand; fine-grained sand). On these horizontal axes the magnitudes J_c are measured off, computed according to the formulae of item 4° on the basis of the dimensions of realized dams; in this procedure the values of J_c related to satisfactorily operated dams, are given in circles, whilst the values of J_c, related to dams, destroyed by percolation, are marked with crosses (each circle or cross relates but to one dam). In figure 18 data mainly are given, relating to new dams. Old dams, having, for instance, pile foundations (characterized, as a rule, by small values of J_c), are not represented in figure 18. Analysis of the data of figure 18 reveals, that in the course of time the values of J_c, assumed for the erection of dams, are steadily increasing.

Let us denote by $(J_c)_{max}$ the value of J_c, corresponding to the line MN, plotted approximately along the limit of the region of distribution of the circles. To the right side of the line MN the region of unexplored J_c values is situated, for which values no dams have yet been built.

We propose for the determination of the sought for value of $(J_c)_a$ to use the formula

$$(J_c)_a = n(J_c)_{max}. \qquad (40)$$

where n is the " progress factor " (of course, greater than unity), accounting for the fact of steady evolution of quality of designing, of preliminary soil exploration and of the carrying out of constructional work. The numerical values of n have been assumed by us as follows : 1. $n = 1.0$ for dams of class I of stability; 2. $n = 1.1$ for dams of class II of stability; 3. $n = 1.2$ for dams of class III of stability; 4. $n = 1.3$ for dams of classes IV and V of stability.

Values of $(J_c)_a$, elaborated in accordance with the formula (40) and with the diagram of figure 18, are given in the table below (*see* p. 27).

It is clear, that by assuming the formula (40) for the values of $(J_c)_a$, we are, in some way, entering the unexplored region to the right side of the line MN (*fig.* 18), in pushing forward *structures of lower respon-*

(6) In the process of this work account has been taken of the data of E. Lane [9] as well as of E. Lane's album of dam cross-sections. Materials also have been used, composed by B. I. Korotkov.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

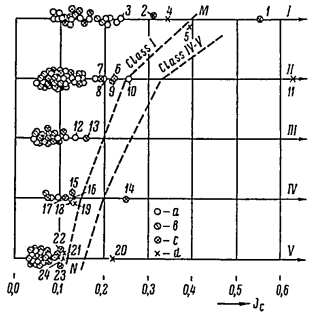


Fig. 18 *b*.

Other instances of underground profile schemes.

The axes on the drawing :

I. for compact clay;
II. for coarse-grain sand and gravel;
III. for sandy loam;
IV. for middle-grain sand;
V. for fine sand and slime.

•

Autres exemples des schémas du profil souterrain.

Les axes au dessin :

I. *pour argile compact;*
II. *pour sable à gros grain et gravier;*
III. *pour terre argileuse,*
IV. *pour sable à grains moyens;*
V. *pour sable à grains fins et vase.*

Notations :

a. Dams without inverted filter.
b. Dams with natural inverted filter.
c. Dams with artificial inverted filter.
d. Collapsed dams.

a. Barrages sans filtre renversé.
b. Barrages à filtre renversé naturel
c. Barrages à filtre renversé artificiel.
d. Barrages délruits.

sibility. It is evident, that if this kind of " prospecting " by means of structures of lower responsibility gives positive results, the numerical values of $(J)_n$ for structures of higher class may also be increased.

Table of admissible values of head gradient $(J_c)_n$, *controlling the casual perforation resistance of the soil of dam foundation.*

N°.	Définition of the soil composing the upper layer of the foundation.	Class of dam stability I	II	III	IV-V
1	2.	3.	4.	5.	6.
1. *For underground profile schemes in the form of a pure sheet piling.*					
1	Compact clay	0,50	0,55	0,60	0,65
2	Coarse-grained sand, gravel	0,30	0,33	0,36	0,30
3	Sandy loam	0,25	0,28	0,30	0,33
4	Middle-grained sand	0,20	0,22	0,24	0,26
5	Fine-grained sand	0,15	0,17	0,18	0,20
2. *For all other underground profile schemes*					
1	Compact clay	0,40	0,44	0,48	0,52
2	Coarse-grained sand, gravel	0,25	0,28	0,30	0,33
3	Sandy loam	0,20	0,22	0,24	0,26
4	Middle-grained sand	0,15	0,17	0,18	0,20
5	Fined-grained Sand	0,12	0,13	0,14	0,16

LEGEND OF FIGURE 18 *b* (*continued*)

Point N°	Nom du barrage (Pays). Denomination of dam (country).	H (m).
1.	Upper Svir (U. S. S. R.)	17,0
2.	Shcherbakovskaya (U. S. S. R.)	18,0
3.	Kettle Creek (Canada)	6,2
4.	Dolgarrog (Engl.)	3,0
5	Mühleberg (Switz.)	16,9
6.	Dubossary (U. S. S. R.)	16,7
7.	Granite Reef (U. S. A.)	6,0
8.	Avignonet (Fr.)	16,8
9.	Cadavery (India)	3,8
10.	Uncas (Engl)	7,3
11.	Puentes (Spain)	42,9
12.	Uch-Kurgan (U. S. S. R.)	17,6
13.	On r. Aryss (U. S. S. R.)	6,6
14.	Iubimskaya (experim.) on r. Obnora (U. S. S. R.)	6,0
15.	Kuibyshev (U. S. S. R.)	28,0
16.	Flederborn (Germany)	6,9
17.	Stalingrad (U. S. S. R.)	25,0
18.	Kurilovskaya (U. S. S. R.)	5,5
19	in Wisconsin (U. S. A.)	9,0
20.	Harmon Park (U. S. A.)	1,8
21.	Nadrai Escape Fall (India)	6,0
22.	Kakhovka (U. S. S. R.)	17,0
23.	Lower Kundriuch (U. S. S. R.)	3,7
24	Narora (India)	3,9

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Let it be noted, in conclusion, that, basing upon our conception, the minimal admissible length of the underground profile, ensuring the required casual percolation resistance for the case of a spread-out underground profile with the impervious layer situated not at a considerable depth, can be determined by means of the formula [11] :

$$L_{min} = H : (J_a) - 0.88\, T_m, \qquad (51)$$

where T_m is the mean calculated depth of the impervious layer.

In general, the form and dimensions of the underground profile, characterized by sufficient casual resistance, should be determined by tentative computations, aiming to condition $J \leq (J_a)_a$.

REFERENCES.

1. R. R. Chugaev, *Approximate determination of stability of earth dams* (*Second Congress on Large Dams*, 1936).
2. R. R. Chugaev, *Designing of the underground profile of dams on non-rocky foundations* (*Transactions of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics*, vol. 53, 1955; vol. 57, 1957; vol. 59, 1958).
3. N. N. Pavlovsky, *The theory of movement of phreatic waters under hydrotechnical structures and its principal applications* (Ed. of the Scientific Institute of Amelioration, Petrograd, 1922).
4. S. N. Numerov, *Method of approximate determination of percolation under pressure in foundations of hydrotechnical structures* (*Transactions of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics*, vol. 50, 1953).
5. W. S. Baumgart and R. N. Davidenkov, *Upon Design of Substructures on Permeable Grounds* (*Transactions of the Scientific Institute of Amelioration*, vol. 19, 1929).
6. E. A. Chugaeva, *On the significance of sheet pilings as antipercolation measures* (*Transactions of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics*, vol. 42, 1950; vol. 48, 1952).
7. S. N. Numerov, *Consideration of water permeability of sheet-pilings in the calculation of percolation in concrete dam foundations* (*Engineering collection of the Institute of Mechanics of the Academy of Science of the U. S. S. R.*; vol. 23, 1956).
8. W. G. Bligh, *Dams, barrages and weirs on porous foundations* (*Eng. News*, vol. 64, 1910, p. 708).
9. E. W. Lane, *Security from underseepage. Masonry dams on earth foundations* (*Proceedings Amer. Soc. of Civil Eng.*, vol. 60, No. 7, September 1934, p. 926-966).
10. E. W. Blisniak, M. M. Grishin and others, *Hydrotechnical structures*, Ed. Gonti, 1938
11. R. R. Chugaev, *Designing and calculations of the underground profile of concrete dams, situated on pervious foundations* (*Technical Information of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics*, Ed. Gosenergoisdat, 1956).

SUMMARY.

The report explains how the problem of designing the underground profile of a dam on earth foundation should be dealt with.

A new method of calculation is given for the conditions of sharply varying percolation in the dam foundation, as well as a method of determining dimensions of the underground profile, that would be safe in regard of percolation (preventing dangerous local scouring and blowouts of soil by the action of the percolation flow).

In accordance with this new method of calculating a given underground profile, which we define as " the method of resistance coefficients ", the underground profile is divided into separate elements (only three types of such elements are to be considered); by means of very simple formulae, which have been evolved on the basis of exact hydraulic solutions, the resistance coefficient is determined for each separate element of the profile; the hydraulic head on the structure is distributed between separate profile elements in proportion to the numerical values of their resistance coefficients. Basing thereon, it is easy to plot the uplift diagram for the base of the dam. It is easy also to plot the uplift diagram for any desired surface at any level within the foundation, as well as to determine the percolation flow, the maximum outlet head gradient on the tailwater bottom etc. This approximative method, that gives the possibility to calculate the percolation in the dam foundation within the length of time of 15-30 mn, makes it also possible to take account of the permeability of the sheet pilings and of the upstream apron.

In addition, an exceedingly simple method of percolation calculations is given, defined as the method of " extended profile line ", which in regard of simplicity differs but very slightly from the well-known W. Bligh's method; still, within definite comparatively wide limits of application our method gives results, which practically coincide with the data of exact hydraulic solutions.

Turning then to the determination of safe underground profile dimensions with regard to percolation, we state that three different conceptions are in use, concerning the question of percolation resistance :

In accordance with conception I the profile dimensions are determined with reference to a certain mean hydrodynamical factor, that is characteristic for the percolation flow on the whole.

According to conception II, the admissible value of the outlet head gradient is assumed as a basis for the determination of the dimensions of the underground profile.

Conception III builds the calculation of the profile dimensions on the basis of the condition, that no blowout of tailwater soil should be possible.

The report recommends a IV (generalized) conception, that makes use of a mean hydrodynamic factor for the determination of the prin-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

cipal profile dimensions, which dimensions are then additionally checked with regard to tailwater blowouts and to scouring at the surface of the tailwater bottom with reference to the outlet gradient.

As a mean hydrodynamic factor, characterizing the so-called casual percolation resistance of the foundation soil, the mean reduced percolation velocity in the dam foundation is recommended.

In many instances of stretched out profile schemes this velocity proves to be equal to the head gradient along the horizontal profile elements. It is recommended to accept such principal profile dimensions, that the above hydrodynamical factor (the so-called controlling piezometric grade) would be equal to the admissible value thereof. The admissible values of the controlling piezometric grade for different types of foundation soils have been evolved from an analytical consideration of the statistic data of 171 dam constructions carried out.

RÉSUMÉ.

Le rapport envisage la manière de poser la question concernant le porjet du profil souterrain des barrages sur sol de fondation non rocheux. Ensuite on donne une nouvelle méthode de calcul pour infiltration très variable à la base du barrage, ainsi qu'une méthode de calcul permettant d'établir pour le profil souterrain des dimensions stables par rapport à l'infiltration (qui ne produiraient ni affouillement (1) dangereux du sol, ni gonflement (2) local du sol, dus au flux d'infiltration).

La nouvelle méthode de calcul de la filtration, pour un profil souterrain donné, a reçu le nom de « méthode du coefficient de résistance ». Suivant cette méthode on divise le profil souterrain en plusieurs éléments (dans notre cas on n'obtient que trois éléments-types de profil); à l'aide de formules bien simples basées sur une solution hydromécanique précise, on calcule le coefficient de résistance pour chaque élément du profil; la charge sur l'ouvrage se répartit entre les différents éléments du profil proportionnellement aux valeurs numériques de leurs coefficients de résistance. En partant de ces conditions il est aisé de faire une épure de la sous-pression pour la semelle du barrage. D'une manière aussi aisée on peut faire une épure de la sous-pression pour une surface donnée enterrée, on peut déterminer le débit d'infiltration, le gradient maximum de charge à la sortie sur la surface du fond, du bief aval et ainsi de suite. Ce procédé approximatif au moyen duquel on peut calculer l'infiltration à la base du barrage en 15-30 mn, permet de calculer aussi l'étanchéité des palplanches et de l'avant-radier. On présente aussi un procédé très simple, nommé « procédé de ligne de profil élongée ». Ce procédé, par sa simplicité, se distingue peu du procédé bien connu de Bligh; en même temps le procédé présenté donne, dans des limites

(1) Affouillement = entraînement des éléments du terrain dû à l'infiltration.
(2) Gonflement = gonflement de toute une étendue du terrain dû à l'infiltration.

assez larges, pratiquement les mêmes résultats que ceux d'une solution hydromécanique précise.

En ce qui concerne l'établissement de dimensions du profil souterrain résistant à l'infiltration, notons que sur la résistance des matériaux il existe trois conceptions différentes : la première, suivant laquelle, on établit les dimensions du profil d'après certain coefficient hydrodynamique moyen caractérisant le flux d'infiltration total; la deuxième suivant laquelle on établit les dimensions du profil souterrain d'après la valeur du gradient de charge toléré à la sortie; la troisième, quand on établit les dimensions du profil souterrain en partant de l'absence de gonflement du terrain dans le bief aval. Dans l'article on propose d'utiliser une quatrième conception (généralisée), suivant laquelle on établit les dimensions principales du profil d'après le coefficient hydrodynamique moyen et on les vérifie supplémentairement par le gonflement du terrain dans le bief aval et par l'infiltration sur la surface du fond du bief aval d'après le gradient à la sortie.

Comme coefficient moyen hydrodynamique caractérisant la résistance casuelle d'infiltration du sol de fondation on propose la vitesse moyenne d'infiltration divisée par le coefficient de filtration à la base du barrage.

Dans beaucoup de cas de schémas aplatis du profil cette vitesse se révèle égale au gradient de charge le long des éléments horizontaux du profil. Les dimensions principales du profil doivent être telles que le coefficient hydrodynamique mentionné (autrement dit la pente piézométrique de contrôle) soit égal à sa valeur tolérée. Les valeurs tolérées de la pente piézométrique de contrôle pour des sols de fondation différents ont été trouvés en utilisant les données statistiques relevées sur 171 barrages déjà construits.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 135

QUESTION N° 22

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

P. SIMON
(FRANCE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

ÉTUDES DES TERRES DE SOUAPITI (*).

P. SIMON,

Ingénieur en Chef à l'Électricité de France,
Chef de la Mission d'Études du Konkouré.

OBJET DU RAPPORT.

Le présent rapport a pour objet d'exposer les études effectuées sur les terres du site de Souapiti, pour juger des possibilités de leur emploi comme matériau de construction du barrage, et définir les conditions de leur mise en place pour constituer l'ouvrage.

Les caractéristiques mécaniques du terrain de fondation ont été également étudiées en laboratoire, mais ces études n'entrent pas dans le cadre de la présente Note.

Avant d'aborder la question dont nous avons à traiter ici, rappelons, par quelques chiffres, la consistance de l'aménagement hydroélectrique de Souapiti.

L'AMÉNAGEMENT DE SOUAPITI.

L'aménagement projeté à Souapiti se situe sur le Konkouré, fleuve côtier de la Guinée française.

(*) *Tests carried out on Souapiti earth materials.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

L'équipement de cette chute comporte essentiellement :

— Un barrage en terre de 121,50 m de hauteur et 1075 m de longueur en crête, représentant un volume de terres de 25 millions de mètres cubes.

— Une digue annexe de 22 m de hauteur et 820 m de longueur en crête, dont le volume est de 560 000 m³.

— Une usine souterraine, équipée de quatre groupes de 120 000 kW, soit une puissance totale de 480 000 kW.

— Une galerie de fuite de 114 m² de section et de 6 200 m de longueur.

La production d'énergie en année d'hydraulicité moyenne sera de 3 milliards de kilowattheures.

LÉGENDE DE LA FIGURE 1

Digue principale.
Coupe dans le lit du Konkouré.

Zones 1 et 1' : Matériaux imperméables (compactés au rouleau à pneus ou au rouleau à pieds de moutons).

Zone 2 : Matériaux semi-perméables (carapace latéritique compactée au rouleau à pneus) ou matériaux impermeables (compactés au rouleau à pneus ou à pieds de moutons).

Zone 3 : Enrochements de carapace latéritique (compactés au bull-dozer) ou matériaux semi-perméables de carapace (compactés au rouleau à pneus) ou matériaux imperméables (compactés au rouleau à pneus ou à pieds de moutons).

Main embankment.
Cross-section of bed of Konkouré.

Zones 1 and 1' : Impervious materials compacted with pneumatic and with sheepfoot roller.

Zone 2 : Semi-pervious materials (lateritic crust compacted with pneuma ic roller) and impervious materials (compacted with pneumatic or sheepfoot roller).

Zone 3 : Lateritic crust rockfill (compacted with bull-dozer) and semi-pervious crust materials (compacted with pneumatic roller) and impervious materials (compacted with pneumatic or sheepfoot roller).

Prébatardeau = *Preliminary cofferdam.*
Batardeau = *Cofferdam.*
Enrochements tout venant de dolérite ou carapace.
Run of quarry dolerite and crust rockfill.
Matériau silto-argileux tout venant = *Silto-argillaceous run of quarry materials.*
Enrochements de protection = *Riprap.*
Filtres = *Filters.*
Grands enrochements sélectionnés = *Selected coarse rockfill.*
Injections = *Grouting.*
Sur toute l'emprise de la fondation rocheuse, les fissures et marmites seront soigneusement bourrées de béton ou matériau imperméable.
In the whole foundation area, cracks and pot holes shall be carefully filled with concrete or impervious materials.
Rocher sain = *Sound rock.*
Matériau silto-argileux ou matériau de carapace latéritique.
Silto-argillaceous and lateritic crust materials.

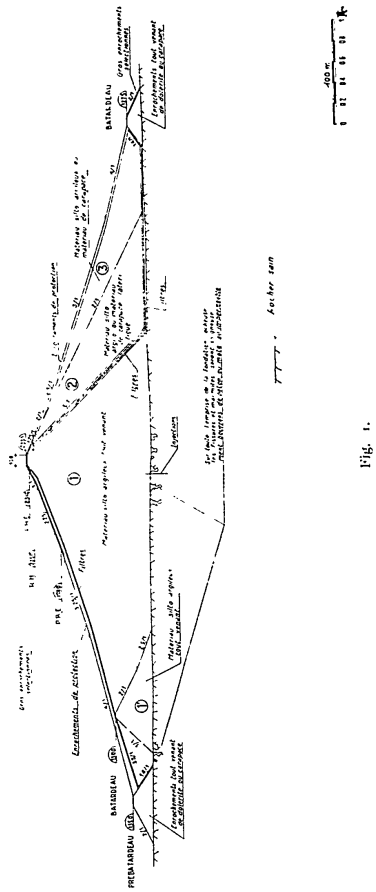


Fig. 1.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

LE BARRAGE DE SOUAPITI.

A la suite d'études comparatives entre les différents types de barrages qu'il était possible d'ériger sur le fleuve Le Konkouré au site de Souapiti, il est apparu qu'un ouvrage en terre compactée serait le plus économique.

Les premières prospections et les premiers essais des terrains de couverture ont montré que les grandes masses de terres latéritiques situées à l'emplacement du barrage et au voisinage immédiat étaient utilisables et ont permis de définir également le profil type de l'ouvrage qui a été retenu pour le lancement de l'appel d'offres des travaux.

Ainsi qu'il ressort de la coupe ci-annexée le barrage est essentiellement constitué par un massif homogène imperméable de terres silto-argileuses (zone 1) flanqué à l'aval par un massif de matériaux tout venant de terres et de blocs latéritiques dont la proportion de blocs peut augmenter de l'amont (zone 2) vers l'aval (zone 3) en fonction de la nature des zones d'emprunt. Un filtre assure la transition entre les deux massifs; des enrochements de protection sont disposés sur les talus amont et aval de l'ouvrage.

Une prospection très poussée des zones d'emprunts à l'aide de plus de 200 puits de 15 à 20 m de profondeur et d'une dizaine de tranchées de grande longueur a permis d'évaluer le volume de terre disponible à une distance moyenne de l'ordre de 1,5 à 2 km à plus de trois fois le volume du barrage. Suivant les quantités de terre silto-argileuse et de croûte latéritique rencontrées en carrières, le profil de l'ouvrage pourra subir des retouches quant au volume des différentes zones 1, 2 et 3.

LES TERRES DE SOUAPITI.

Nous nous trouvons en présence de formations de couverture résultant, soit de l'altération, soit de la latéritisation due au climat tropical d'un complexe schisto-gréseux du gothlandien sensiblement horizontal injecté d'une roche éruptive, la dolérite formant des « sills ». Ces terrains de couverture se présentent sous forme de « terres » plus ou moins encroûtées dans la partie supérieure avec l'apparition des concrétions ferrugineuses.

Il s'agit donc de sols résiduels à caractère silto-argileux renfermant des nodules ferreux ou des morceaux de roche incomplètement décomposée (blocs de dolérite ou plaquettes de schiste) en proportion très variable.

Comme nous le verrons plus loin les caractéristiques mécaniques de ces terres — qu'elles proviennent de l'altération des schistes ou des dolérites — présentent quelques différences, ainsi d'ailleurs que les données à respecter pour leur mise en place et leur compactage. Cependant les zones de variation des propriétés de ces deux familles de sols se recouvrent très largement.

Sur les plateaux et dans les zones à faible pente, la latéritisation donne lieu à un phénomène de ferritisation superficielle entraînant la formation d'une carapace ou croûte dure, véritable roche vacuolaire, d'épaisseur variable, pouvant atteindre 5 à 6 m.

Notons que l'emploi de terres latéritiques analogues à celles du Konkouré pour la construction d'un ouvrage aussi important que celui de Souapiti ne semble pas avoir de précédent.

LES ESSAIS.

Les essais ont été de deux sortes :

— Essais effectués en laboratoire, sur place d'une part et dans des laboratoires spécialisés de mécanique des sols d'autre part;

— Essais de compactage exécutés sur des zones d'emprunt pour étudier les techniques du compactage et le comportement des terres sous des rouleaux lourds à pneus et à pieds de mouton.

I. — Essais de laboratoire.

Un grand nombre d'essais ont été effectués en laboratoire, pour analyser les caractéristiques particulières de ces matériaux nouveaux, et juger de leur possibilité d'emploi dans une digue en terre compactée.

Les essais ont porté essentiellement sur les terres meubles plus ou moins graveleuses, dites « matériaux silto-argileux »; la carapace n'a donné lieu qu'à des mesures de densités permettant de confirmer les possibilités d'utilisation de cette carapace dure comme matériau d'enrochement.

En dehors du laboratoire installé sur le site même de Souapiti, il a été fait appel au concours d'un laboratoire américain à Vicksburg, U. S. A. (Waterways Experiment station) et de laboratoires français, dont deux laboratoires à Paris (Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics, Mecasol) et un laboratoire de l'Électricité de France, à Gap.

De nombreux essais préliminaires ont permis de se faire une bonne idée de la qualité des terres et des possibilités de leur emploi comme matériau de construction.

A. Essais d'identification.

En ce qui concerne la richesse en graviers (> 5 mm) de ces matériaux, elle est extrêmement variable et peut être pratiquement nulle dans les couches argileuses inférieures pour atteindre et même dépasser 60 % en certaines zones localisées généralement superficielles.

En raison de la nature des graviers et de la porosité très variable des matériaux, leurs densités sont très dispersées et leur poids spéci-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

fique varie également de façon importante avec la richesse en fer et la nature de la roche mère.

Il s'en suit que la densité sèche varie entre 1,23 et 1,70 et le poids spécifique généralement élevé est compris entre 2,7 et 3 (exceptionnellement 4 pour des terres très latéritisées, riches en fer).

La résistance à la compression simple des terres compactées en laboratoire (à l'énergie standard) est en moyenne supérieure à 2 kg/cm² (correspondant à une cohésion de 1 kg/cm² dans l'hypothèse d'un angle de frottement interne nul).

Le coefficient de perméabilité des terres compactées est compris entre 5.10^{-6} et 5.10^{-8} cm/s.

La teneur en eau naturelle des matériaux des zones d'emprunt varie entre 15 et 50 % (les teneurs en eau élevées sont généralement observées en profondeur au voisinage du contact de la roche mère). La valeur moyenne est en général supérieure de 3 à 5 % à la teneur en eau moyenne optimum, celle-ci variant entre 18 et 40 % pour l'énergie de compactage standard.

L'ensemble de ces résultats ont été obtenus, soit sur des mélanges de matériaux, soit sur des prélèvements ponctuels.

Les séries d'essais qui ont été réalisées sur des prélèvements ponctuels effectués à une profondeur bien déterminée d'un puits ou d'une tranchée ont montré que les caractéristiques de ces terres varient sensiblement d'un point à un autre. C'est pourquoi, il a été décidé d'étudier plus particulièrement les mélanges de matériaux, plus représentatifs des caractéristiques moyennes des matériaux de la digue. Chaque mélange est constitué, soit par un matériau d'origine doléritique, soit d'un matériau d'origine schisteuse.

Les études préliminaires ont été complétées par deux séries d'essais consacrés essentiellement à l'étude de la consolidation d'une part, et d'autre part aux variations des caractéristiques mécaniques en fonction de la teneur en eau de compactage et de l'intensité de compactage.

De plus il a été procédé à des essais en laboratoire sur un matériau non criblé, c'est-à-dire en conservant les éléments supérieurs à 5 mm.

B. Essais de consolidation.

Cette série d'essais a eu pour but principal de préciser la façon dont les terres se consolident, et de se rendre compte des risques de formation de pressions interstitielles.

Y-a-t-il risque de pressions interstitielles importantes, compte tenu de la cadence de construction de la digue, et des arrêts de cinq mois environ pendant la saison des pluies, qui permettent une certaine dissipation de ces pressions ?

Dans quelle mesure ces pressions interstitielles peuvent-elles réduire les caractéristiques mécaniques des terres ? L'importance des pressions interstitielles dépendant évidemment de la teneur en eau des terres avant application de la charge du remblai, ce phénomène peut avoir

une influence prépondérante sur les directives du contrôle de la teneur en eau lors de leur mise en place.

1° *Matériau schisteux.*

La partie fine de ce matériau est un silt argileux (15 à 30 % d'éléments inférieurs à 5 mm) plus ou moins sableux. Son poids spécifique est de 2,83, sa limite de liquidité de 37 % et son indice de plasticité de 13 %. Les essais ont été effectués d'une part sur les éléments fins du mélange criblé pour éliminer les cailloux de dimensions supérieures à 5 mm, et d'autre part sur un matériau « reconstitué » de façon à renfermer un pourcentage de petits graviers compris entre 2 et 5 mm (1) égal à celui des cailloux (> 5 mm) contenus dans le mélange initial (soit 25 %).

L'essai Proctor standard a donné :

— pour le mélange criblé, une densité sèche de 1,74 et une teneur en eau optimum de 17,6 %;

— pour le mélange reconstitué, on a obtenu : $d_s = 1{,}79$ et 17,3 %.

(L'indice des vides varie entre 38,5 et 37 % dont 8 à 6 % de vides d'air.)

En ce qui concerne la résistance au cisaillement les valeurs moyennes obtenues dans le domaine apparent peuvent être prises égales à $\varphi_u = 30°$, $C_u = 0{,}30$ kg/cm² pour un matériau mis en place à la teneur en eau optimum (les valeurs mesurées étant de $\varphi_u = 27°$ et $C_u = 0{,}6$ kg/cm² pour le matériau criblé et $\varphi_u = 31°$ et $C_u = 0{,}4$ kg/cm² pour le matériau reconstitué. Les essais de compression simple donnent une valeur moyenne de la cohésion (à angle interne nul) égale à 1,45 kg/cm².

Les essais de perméabilité ont donné un coefficient pour le sol compacté, au voisinage de l'optimum, inférieur à 5.10^{-7} cm/s.

Quant aux essais de consolidation, ils ont été effectués sous une charge maximum de 15 kg/cm² sur le matériau criblé et sur le matériau reconstitué.

Une fois la stabilisation atteinte sous cette charge on a saturé l'échantillon (plus exactement on l'a maintenu en présence d'eau pendant au moins une semaine — il est en effet pratiquement impossible de saturer ces terres dans un délai raisonnable, du fait du vide d'air important) et l'on a observé s'il se produisait un tassement supplémentaire. L'indice des vides n'a subi pratiquement aucun changement.

On peut déduire de ces essais qu'après la construction de la digue aucun tassement appréciable des remblais schisteux n'est à craindre lors de la mise en eau.

Ces essais de consolidation ont montré par ailleurs que le tassement relatif augmente très sensiblement avec la teneur en eau de mise en place. Pour une charge de 15 kg/cm², il passe de 6,2 %, pour un matériau

(1) Les dimensions des appareils classiques de laboratoire conduisent à éliminer les cailloux > 5 mm.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

mis en place à l'optimum, à 8,3 % pour un matériau mis en place à une teneur en eau supérieure de 5 % à l'optimum; ce qui est normal, la densité initiale de ce dernier échantillon étant plus faible.

On a également étudié les variations du tassement en fonction du temps. On constate qu'une part très importante de ce tassement appelé tassement initial, se produit presque instantanément. Ce tassement initial est d'ailleurs plus important pour le matériau compacté au voisinage de l'optimum (il peut atteindre 80 % au bout de 5 s) que pour le matériau compacté du côté humide. L'effet des pressions interstitielles se fait sentir plus faiblement sur un matériau loin de l'état de saturation, d'autant plus que la perméabilité du « matériau optimum », dix fois plus grande que celle du matériau mis en place du côté humide (à + 5 %) permet une dissipation plus rapide des pressions interstitielles.

2° *Matériau doléritique.*

La partie fine de ce matériau (< 5 mm) est un silt fortement argileux (30 à 40 % d'éléments inférieurs à 5 mm). Sa limite de liquidité est de 43 % et son indice de plasticité de 15 %. Le poids spécifique varie entre 2,84 et 2,92 suivant qu'il est mesuré sur les éléments inférieurs ou supérieurs à 0,80 mm.

L'essai Proctor standard donne une teneur en eau optimum de 23,8 % et une densité sèche correspondante de 1,58 pour le matériau criblé (pourcentage de vides 44,5 % dont 6,9 % d'air). Les valeurs obtenues sur le matériau « reconstitué » (35 % de graviers) sont $\alpha = 24{,}7$ %, $d_s = 1{,}57$. Autrement dit le pourcentage de vides est d'environ 45,5 % dont 6,8 % d'air. On constate que la teneur en eau optimum des matériaux doléritiques est très supérieure à celle des matériaux schisteux alors que la densité sèche est nettement plus faible. Ceci est l'indice d'un matériau plus plastique, plus argileux.

La résistance au cisaillement moyen correspondant à l'optimum est donnée dans le domaine apparent par $\varphi_u = 30°$ et $C_u = 0{,}60$ kg/cm².

Les essais de compression simple ont donné pour ces matériaux doléritiques une cohésion (à angle de frottement nul) de 1,15 kg/cm² pour le matériau criblé et de 0,70 kg/cm² seulement pour le matériau reconstitué plus riche en gravier ce qui, *a priori*, semble normal.

Quant à la perméabilité de ce matériau, mesurée au pot de Terzaghi sur l'échantillon non consolidé, elle est de l'ordre de 3.10^{-6} cm/s, soit légèrement supérieure à celle des matériaux schisteux. Par contre, la perméabilité du matériau doléritique consolidé est de l'ordre de 10^{-8} cm/s, elle est inférieure à celle du matériau schisteux consolidé dans les mêmes conditions.

En ce qui concerne les essais de consolidation, on n'a constaté, comme sur les matériaux schisteux, aucun tassement supplémentaire dû à la saturation de l'échantillon après stabilisation sous une charge de 15 kg/cm².

L'effet de la mise en eau sur les tassements des remblais doléritiques sera donc négligeable. L'essai de consolidation n'a été effectué que sur le matériau « reconstitué ».

Le tassement relatif sous 15 kg/cm² croît de 11,2 % pour une teneur en eau initiale voisine de l'optimum, à 12,1 % pour une teneur en eau égale à l'optimum + 5 % (correspondant à une densité initiale plus faible). Les tassements des remblais doléritiques seront donc nettement plus importants que ceux des remblais schisteux (de l'ordre de 45 % environ). Ce résultat qui révèle la plasticité plus grande du matériau doléritique, sera à vérifier, car il pourrait avoir une répercussion sur la répartition des différents matériaux en conduisant à mettre le matériau le plus plastique qui donnera des pressions interstitielles plus fortes dans la zone centrale.

Ce matériau doléritique présente un tassement initial qui peut atteindre 65 à 70 % mais reste moins fort que celui du matériau schisteux.

Quoi qu'il en soit une forte partie du tassement, 70 à 75 %, se produira rapidement, pratiquement pendant la construction dont la durée est de 4 à 5 ans.

C. Variations de la teneur en eau et de l'énergie de compactage.

Une deuxième série d'essais a été spécialement consacrée à l'étude des variations des caractéristiques mécaniques des terres en fonction de leur teneur en eau de compactage et de l'intensité de compactage.

A cet effet les essais de cisaillement ont été exécutés pour des terres compactées à

— l'optimum : — 2 %;
— l'optimum;
— l'optimum : + 2 %;
— l'optimum : + 4 %.

Les trois énergies de compactage utilisées ont été de 30, 65 et 115 tm/m³.

Pour les essais de cisaillement, on a opéré de la manière suivante :

a. Essais triaxiaux d'éprouvettes saturées, essayées à drainage fermé. — Les moulages ont été mis à saturer sous une couche de sable fin gorgé d'eau, pendant une durée de trois semaines environ. Après saturation des moules on prélève des éprouvettes qu'on soumet à des étreintes de 2, 4, 6 et 8 kg/cm². Il a été procédé également à des essais de compression simple. Pendant la mise en étreinte, le drainage est fermé de sorte qu'il n'y a pas d'échange d'eau avec l'extérieur, toutefois, comme les échantillons ne sont pas complètement saturés, il y a une augmentation de la densité pendant l'essai aux dépens de la compressibilité de l'air restant dans les éprouvettes.

Les caractéristiques après saturation comportent les valeurs avant l'essai de cisaillement et après l'essai. Comme il s'agit d'essais à drainage fermé la teneur en eau a été mesurée après l'essai.

Avant l'essai on mesure le volume de l'éprouvette, et compte tenu de la teneur en eau on en déduit la densité sèche et le pourcentage de saturation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Après l'essai, la densité, eau comprise est mesurée par immersion dans le mercure et l'on en déduit la densité sèche et le pourcentage de saturation.

b. Essai triaxial de référence. — Cet essai triaxial correspond à l'énergie de compactage 65 tm/m³ et à une teneur en eau égale à l'optimum + 2 %. L'échantillon est consolidé sous l'étreinte.

1° *Terres d'origine schisteuses.*

Les résultats obtenus font l'objet des tableaux reproduits ci-après :

Roche mère : schiste.

Énergie (tm/m³).	W (%) (optimum).	n_0 (kg/cm²).	$< n_0$. C (kg/cm²)	$< n_0$. φ (°C).	$> n_0$. C (kg/cm²).	$> n_0$. φ (°C)
30.....	−2	–	0,5	14	–	–
	–	6	0,5	16	2,2	0
	+2	5	0,5	13	1,8	0
	+4	4	0,5	8	1,0	0
65.....	−2	7,5	0,5	30	4,0	12
	–	5,5	0,8	27	3,6	0
	+2	6	0,5	23	2,7	6
	+4	3	0,5	14	0,9	7
115.....	−2	–	0,8	25	–	–
	–	5	0,6	27	2,1	11
	+2	4	0,3	29	2,1	12
	+4	–	0,5	22	2,1	3

Roche mère : dolérite.

Énergie de compactage.	W (%) (optimum).	Domaine apparent n_0.	Domaine apparent $n < n_0$. C (kg/cm²).	Domaine apparent $n < n_0$. φ (°C).	Domaine apparent $n > n_0$. C (kg/cm²)	Domaine apparent $n > n_0$. φ (°C).	Domaine intergranulaire. n_0.	Domaine intergranulaire. $n < n_0$. C (kg/cm²)	Domaine intergranulaire. $n < n_0$. φ (°C).	Domaine intergranulaire. $n > n_0$. C (kg/cm²).	Domaine intergranulaire. $n > n_0$. φ (°C)
30...	−2	12,5	0,5	18	4,5	0	–	–	–	0,3	35
	–	7	0,4	26	3,7	0	–	–	–	–	–
	+1	4	0,4	22	2	0	–	–	–	0,7	24
	+4	3	0,3	20	1,4	0	–	–	–	–	–
65...	−1	7	0,5	31	1,9	22	–	–	–	–	–
	–	7	0,7	25	1,5	19	–	–	–	0,5	34
	+2	6	0,7	24	–	–	–	–	–	–	–
	+3,5	4,5	0,6	27	2,7	0	–	–	–	0,6	28
115...	−1	5	0,5	39	3,0	19	4	0,3	47	3,0	21
	–	4	0,5	39	2,4	19	3	0,2	48	2,2	24
	+2	5	0,5	27	1,6	16	4	0,5	33	1,4	22
	+4	4	0,4	31	2,0	11	–	–	–	–	–

Essais triaxiaux d'éprouvettes saturées, essayées à drainage fermé. — L'examen de ces tableaux appelle les conclusions suivantes :

La courbe intrinsèque dans le domaine apparent peut être représentée par deux droites limites, tangentes aux cercles de Mohr correspondant aux essais. L'une de ces droites est applicable au-dessous d'une pression n_0 et l'autre, au-dessus de cette pression n_0.

En général, au-dessus de n_0 l'angle de cisaillement est nul ou faible.

On constate que la résistance diminue lorsque la teneur en eau augmente.

La résistance augmente de façon évidente avec l'énergie de compactage, l'augmentation paraissant plus nette entre 30 et 65 tm/m³ qu'entre 65 et 115 tm/m³.

On peut remarquer que dans tous les cas de compactage à l'optimum — 2 % il y a un angle de cisaillement même sous la plus forte étreinte.

L'existence de cet angle de cisaillement est due à la compressibilité de l'air et l'on peut constater sur le tableau récapitulatif que les augmentations des densités sont plus grandes pour les échantillons compactés au-dessous de l'optimum que pour les échantillons au-dessus de l'optimum.

Essai triaxial de référence. — On peut constater que les consolidations comportent toujours une expulsion d'eau et une augmentation de densité d'autant plus grande que l'étreinte est plus grande.

Le domaine apparent donne

$$C_a = 1 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \varphi_a = 26°.$$

Le domaine intergranulaire donne

$$C_i = 0{,}8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \varphi_i = 29°.$$

pour une densité finale moyenne de 1,81.

Pour une même énergie et une même teneur en eau l'essai sans consolidation a donné une densité de 1,76. La consolidation introduit donc une augmentation nette des caractéristiques.

En poursuivant la comparaison dans le domaine apparent avec l'essai précédent on constate qu'au-dessous de l'étreinte n_0 la cohésion est pratiquement double dans le cas de la préconsolidation. Au-dessus de n_0 l'angle de cisaillement se maintient sur les éprouvettes préconsolidées, alors qu'il est faible dans l'essai de préconsolidation.

On peut en conclure que dans la mesure où une certaine consolidation se produira pendant les périodes d'arrêt de la mise en place des terres, le coefficient de sécurité augmentera par rapport aux calculs faits en domaine apparent avec une cohésion pratiquement constante en profondeur.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

2° *Terres d'origine doléritiques.*

Les conclusions relatives au matériau doléritique peuvent s'exprimer en faisant apparaître les différences, d'ailleurs légères, avec les matériaux schisteux.

A énergie de compactage égale les teneurs en eau optimum sont plus élevées pour les dolérites que pour les schistes et les densités sèches correspondantes sont plus faibles.

Les résistances à la compression simple sont du même ordre. Les résistances au poinçonnement sont plus faibles pour les fortes énergies de compactage et plus fortes pour les faibles énergies de compactage.

A égalité d'énergie de compactage, la porosité réalisée avec les matériaux schisteux est plus faible que celle des terres doléritiques.

a. Essais triaxiaux d'éprouvettes saturées essayées à drainage fermé. — Comme pour les schistes, le domaine apparent est assez bien défini par deux droites, chacune d'elles étant applicables au-dessous ou au-dessus d'une pression n_0, l'angle φ étant plus faible pour une étreinte supérieure à n_0 que pour une étreinte inférieure à n_0. D'une façon générale, la résistance diminue lorsque la teneur en eau augmente et elle augmente avec l'énergie de compactage. On constate pour les dolérites que pour les fortes étreintes l'influence de la compressibilité de l'air est plus grande dans les dolérites que dans les schistes.

En domaine intergranulaire les essais correspondant à une énergie de compactage de 30 et 65 tm/m³, s'interprètent bien avec une seule droite, par contre, il faut faire appel à une représentation par deux droites pour une énergie de compactage de 115 tm/m³.

b. Essai triaxial de référence. — Le domaine apparent donne

$$C_a = 0{,}6 \text{ kg·cm}^2 \qquad \text{et} \qquad \varphi_a = 29^\circ$$

Le domaine intergranulaire

$$C_i = 0{,}7 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{et} \qquad \varphi_i = 32^\circ$$

pour une densité finale moyenne de 1,65.

La consolidation a introduit une augmentation de la densité moyenne puisque dans le premier cas on obtenait une densité de 1,57.

Comme pour les schistes il y a une augmentation, due à la consolidation du coefficient de sécurité par rapport aux calculs faits en domaine apparent en supposant la cohésion pratiquement constante à grande profondeur.

D. Essais sur les matériaux non criblés.

Des essais ont été faits sur un matériau complet comprenant 30 > 5 mm.

Ces essais ont donné les résultats prévisibles :

— le Proctor standard a donné une densité sèche supérieure à celle obtenue avec un matériau criblé ne contenant que des éléments inférieurs à 5 mm;

— la teneur en eau est au contraire un peu inférieure;

— à l'optimum, la densité sèche a même été supérieure à celle des aires d'essai (*voir* chapitre II consacré aux aires d'essais sur le site).

Les essais de cisaillement, sur échantillon non saturé, non consolidé et non drainé, ont donné, dans le domaine apparent :

à l'optimum Proctor :

$$C_a = 1{,}1 \text{ kg cm}^2 \qquad \text{et} \qquad \varphi_a = 31^\circ;$$

à l'optimum Proctor + 2 % :

$$C_a = 1{,}650 \text{ kg cm}^2 \qquad \text{et} \qquad \varphi_a = 13^\circ{,}50.$$

La perméabilité mesurée est du même ordre que celle obtenue avec les matériaux criblés.

II. — Les aires d'essais de compactage.

A. But des essais.

La nouveauté des matériaux proposés pour la construction de la digue exigeait que soient vérifiés à l'échelle du chantier, les résultats favorables obtenus au laboratoire.

Des aires d'essais ont été établies pour permettre l'étude des engins de compactage et des caractéristiques de mise en place des terres latéritiques.

Les caractéristiques optima de mise en place ont été étudiées en faisant varier successivement chacun des facteurs intervenant dans les qualités du compactage : nature du matériau, type de l'engin de compactage, poids de cet engin, teneur en eau à la mise en place, épaisseur des couches, nombre de passages de l'engin.

Ces caractéristiques optima étant ainsi déterminées, de nombreuses couches ont été compactées dans ces conditions afin d'y prélever des échantillons intacts permettant de contrôler, par des essais de laboratoire, les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux compactés sur le chantier.

B. Le matériel employé.

On a disposé pour l'extraction des terres d'une pelle de 350 l qui a permis d'exploiter en carrière la couche des 6 à 7 m supérieurs de matériaux silto-argileux. L'homogénéisation du matériau et de la teneur en eau a été réalisée d'une part en carrière à la pelle travaillant à benne

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

ouverte et par reprise dans le tas ainsi obtenu, d'autre part sur les aires d'essais par le répandage à l'aide de bulldozers.

Pour le compactage on a utilisé les engins suivants :

1° un rouleau à pieds de mouton « Tournapacker » de 7 600 kg en charge;

2° un rouleau à pneus « Bros » à roues oscillantes de 45 t.

Tous les essais ont été réalisés avec une charge constante des rouleaux.

L'arrosage était réalisé par aspersion à la lance des tas de matériaux et reprise au bulldozer.

C. Les carrières.

Deux carrières ont été ouvertes sur la rive droite du fleuve à quelques centaines de mètres en amont de l'axe du barrage :

La première implantée dans la partie basse, aux environs de la cote (126), a permis d'exploiter les matériaux d'origine doléritique. Le front de taille montre une couche superficielle de 3 à 4 m de terres rouges gravillonneuses surmontant environ 3 m de terres rougeâtres ou jaunâtres pratiquement dépourvues de gravier. Le matériau étudié, mélange de ces deux couches, renfermait environ 35 % d'éléments supérieurs à 5 mm. La limite de liquidité moyenne était voisine de 50 % pour un indice de plasticité de l'ordre de 20 %, et un poids spécifique d'environ 2,93. Cette carrière renfermait d'assez nombreux blocs de dolérite.

La seconde carrière située sur un replat, vers la cote (200) était destinée à l'étude des terres d'origine schisteuse. Son front de taille révèle la présence d'une couche d'environ 4 m de terres rouges gravillonneuses surmontant 2 à 3 m d'un schiste décomposé de teinte blanchâtre légèrement rosé, à structure litée s'écrasant complètement sous les pneus ou pieds des rouleaux. Le mélange de ces couches a donné un matériau moyen renfermant environ 25 % de gravier (> 5 mm); la limite de liquidité moyenne de ce matériau est d'environ 35 % et l'indice de plasticité est voisin de 13 %. Le poids spécifique moyen est d'environ 2,86.

Le schiste blanchâtre de la couche inférieure forme un silt argileux légèrement sableux ne renfermant pas de gravier. Son poids spécifique est plus faible, voisin de 2,80 et son indice de plasticité n'excède pas 10 % alors que la limite de liquidité est d'environ 32 %.

On a constaté sur ces différents matériaux des teneurs en eau naturelles généralement assez voisines des teneurs en eau optima, les matériaux doléritiques étant plutôt un peu trop humides alors que les matériaux schisteux étaient plutôt trop secs.

Il faut signaler que ces matériaux se dessèchent assez rapidement pendant la saison sèche au cours de laquelle ont été faits les essais. Ils perdent facilement 5 à 6 % d'eau par exposition à l'air.

D. Les essais et les mesures.

La série d'essais dont cette Note analyse les résultats, intéresse des mélanges de matériaux silto-argileux d'origine, soit doléritique, soit schisteuse.

Ces essais ont été effectués sur chacun des deux mélanges avec chacun des deux rouleaux. Quatre familles d'essais ont donc été réalisés comportant chacune quatre séries :

1° le tracé de la courbe de compactage (densité sèche en fonction de la teneur en eau) permettant de déterminer la teneur en eau optimum;

2° l'étude de l'influence du nombre de passages de l'engin, sur la densité sèche;

3° l'étude de l'influence de l'épaisseur des couches compactées, sur la densité sèche;

4° la mise en place de cinq ou six couches superposées répondant chacune aux caractéristiques optima définies par les essais précédents afin d'étudier la liaison des couches entre elles et de permettre des essais complets sur le matériau ainsi compacté.

Faute de temps avant la saison des pluies, l'emploi du rouleau à pieds de mouton a dû être limité aux essais (1) et (2) pour les schistes et dolérites et aux essais (4) pour les schistes.

Tous ces essais ont été exécutés sur des bandes de compactage de 5,00 × 15,00 m, divisées en deux sections dans le sens de la longueur, chaque section d'essai ayant donc une surface de 38 m² environ.

Chaque couche devait permettre la détermination d'un point donné de l'une des classes (1, 2 ou 3) pour lequel l'essai devait être répété deux ou trois fois au moins pour éviter les causes de dispersions.

On a ainsi réalisé 165 couches compactées. Dans chaque couche les prélèvements systématiques ont été effectués :

Pour les trois premières séries d'essais :

— quatre prélèvements remaniés avant compactage, à l'aide d'un petit carottier de 4 cm de diamètre pour mesure de la teneur en eau;

— quatre prélèvements remaniés après compactage (Ø 4 cm) pour mesure de la teneur en eau;

— quatre prélèvements intacts (non remaniés) en boite cubique de 8 l après compactage pour mesure de la densité sèche.

Chaque série d'essais comportait la détermination des limites d'Atterberg, du poids spécifique, de la granulométrie (au-dessus de 0,1 mm) et de la courbe Proctor standard. Les essais ont montré que l'énergie standard fournit une bonne corrélation entre la courbe de laboratoire et la courbe de chantier.

Au total ces essais représentent près de 1400 mesures de teneur en eau, près de 700 mesures de densité sèche, environ 350 études granulo-

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

métriques, une vingtaine de déterminations des limites d'Atterberg, une trentaine de courbes Proctor standard, une vingtaine de mesures du poids spécifique.

Pour la quatrième série d'essais :

Les prélèvements intacts furent exécutés pour l'étude des caractéristiques physiques et mécaniques du matériau compacté notamment pour des essais de cisaillement. Trois de ces prélèvements étaient effectués dans une zone de matériaux préalablement criblés, de façon à éviter les cailloux supérieurs à 5 mm que les appareils classiques de cisaillement et de consolidation ne peuvent admettre : le quatrième prélèvement effectué dans le matériau complet servait de contrôle.

E. Les résultats.

Les résultats des différentes séries d'essais (1, 2 et 3) sont consignés sur les graphiques I, II et III. Les courbes représentées sont les courbes moyennes probables tracées en tenant compte des différentes causes de dispersion. L'écart relatif par rapport à ces courbes n'a jamais excédé $\pm$ 3 % :

On a constaté que ces terres se compactent très bien en formant un matériau très dur (il est difficile de faire pénétrer la plus fine des aiguilles Proctor sans la tordre) et en donnant après extraction et compactage, un matériau relativement uniforme, malgré une grande diversité apparente des terres exploitées.

On n'a jamais observé aucun rebondissement appréciable des terres sous les engins de compactage, ni aucune vague, peut-être en raison d'une fondation un peu trop rigide sous les couches compactées.

Par ailleurs on a pu vérifier que le compactage devient impossible quel que soit l'engin dès que la teneur en eau excède d'environ 8 % l'optimum.

Le graphique I montre que les matériaux schisteux présentent une aptitude indiscutable au compactage, supérieure à celle des matériaux doléritiques. La densité sèche maximum obtenue avec les matériaux schisteux varie entre 1,69 et 1,75, la teneur en eau correspondante étant comprise entre 18 et 20 %. Pour les matériaux doléritiques la densité sèche maximum varie entre 1,56 et 1,59 pour une teneur en eau optimum comprise entre 22,5 et 25,5 %, beaucoup plus forte que celle des matériaux schisteux. Cette forte différence de teneur en eau optimum entre les deux matériaux est susceptible de compliquer le contrôle de la teneur en eau dans le cas d'un mélange des deux matériaux. C'est pourquoi il sera nécessaire d'étudier au début du chantier le comportement d'un tel mélange.

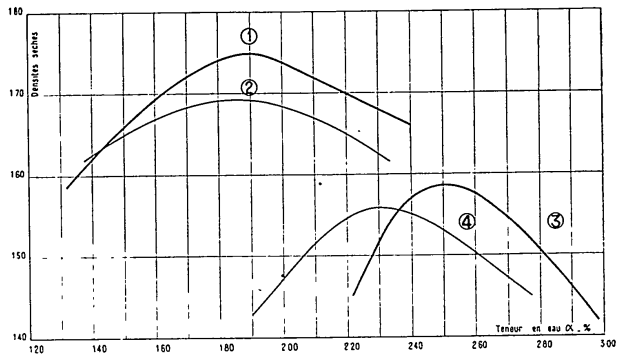
Le graphique I montre également que le rouleau à pneus permet d'obtenir un compactage nettement plus efficace que celui du rouleau à pieds de mouton.

L'optimum du compactage obtenu avec le rouleau à pneus correspond à une teneur en eau plus forte que celle donnée par le rouleau à pieds

de mouton. L'optimum du rouleau à pneus est donc plus près de la saturation, ce qui ne doit pas être perdu de vue dans le contrôle des pressions interstitielles.

Les densités sèches trouvées peuvent paraître relativement faibles étant donné les poids spécifiques élevés des matériaux mais elles sont très voisines de celles données par les essais Proctor standard.

Le rouleau à pieds de mouton essayé a fourni de bons résultats. En particulier, la pression nominale de 74 kg/cm² paraît satisfaisante. Par contre, la forme tronconique des pieds ne semble pas parfaitement adaptée aux matériaux. Une forme avec semelle largement débor-



Graphique I.

Étude de la teneur en eau.
(1) Schistes. (3) Dolérites.
Rouleau à pneus (e = 37 cm, n = 5).
(2) Schistes. (4) Dolérites.
Rouleau à pieds de moutons (e = 15 cm, n = 8).
e, épaisseur des couches après compactage;
n, nombre de passages aller et retour du rouleau
En abscisses : Teneur en eau α %.
En ordonnées : Densités sèches

Water contents.

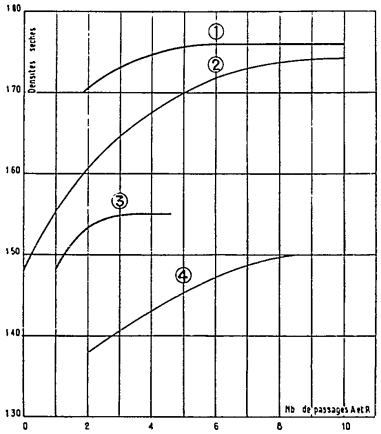
(1) *Schists.* (3) *Dolerites.*
Pneumatic roller (e = 37 cm, n = 5).
(2) *Schists.* (4) *Dolerites.*
Sheepfoot roller (e = 15 cm, n = 8).
e, thickness of lifts after compaction;
n, number of return passes of roller.
Abscissae : Water content α %.
Ordinates : Dry densities.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

dante (de 80 à 100 cm² de surface) serait sans doute préférable, et éviterait des « arrachements » de terre qu'on a pu observer.

Les graphiques II montrent que le rouleau à pneus permet d'obtenir très rapidement la densité optimum : trois à cinq passes (aller et retour de façon à couvrir toute la surface avec les traces des pneus) sont suffisantes.



Graphique II.

Étude du nombre de passages du rouleau.

(1) Schistes. Rouleau à pneus (e = 37 cm, α = 18 %).
(2) Schistes. Rouleau à pieds de mouton (e = 15 cm, α = 18 %).
(3) Dolérites. Rouleau à pneus (e = 37 cm, α = 22 à 23,5 %).
(4) Dolérites. Rouleau à pieds de mouton (e = 15 cm, α = 24 %).
e, épaisseur des couches après compactage;
α, teneur en eau.
En abscisses : Nombre de passages aller et retour.
En ordonnées : Densités sèches.

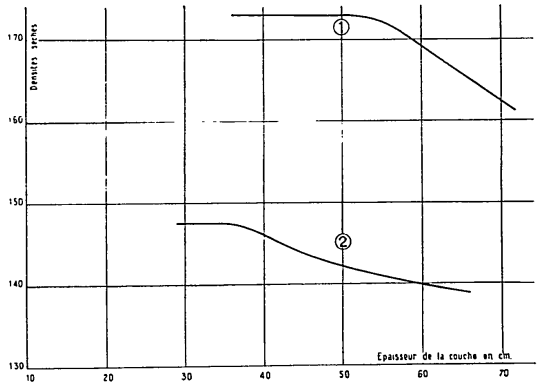
Number of passes of rollers.

(1) *Schists.* *Pneumatic roller* (e = 37 cm, α = 18 %).
(2) *Schists.* *Sheepfoot roller* (e = 15 cm, α = 18 %).
(3) *Dolerite.* *Pneumatic roller* (e = 37 cm, α = 22 *to* 23.5 %).
(4) *Dolerite.* *Sheepfoot roller* (e = 15 cm, α = 24 %).
e, thickness of layers after compaction;
α, water content.
Abscissae : Number of return passes
Ordinates : Dry densities.

Par contre, le rouleau à pieds de mouton nécessite 12 à 16 passages (aller simple) pour obtenir la densité optimum.

Les graphiques III révèlent que l'épaisseur optimum des couches compactées au rouleau à pneus se situe entre 35 et 45 cm (au-delà on constate, à travers l'épaisseur de la couche, un assez fort gradient de densité qui risquerait de nuire à la liaison des couches par des phénomènes de tassements différentiels).

A noter que les tranchées creusées à travers les remblais compactés (une fois les essais n° 4 achevés) n'ont pas permis de déceler les différentes couches qui étaient donc parfaitement liées entre elles.



Graphique III.

Étude de l'épaisseur de la couche
Rouleau à pneus.

(1) Schistes. Nombre de passages aller et retour du rouleau (n = 4).
Teneur en eau (α = 15 %).
(2) Dolérites. Nombre de passages aller et retour du rouleau (n = 5).
Teneur en eau (α = 21 %).
En abscisses : Épaisseur de la couche en centimètres.
En ordonnées : Densités sèches

Thicknesses of layers.
Pneumatic roller.

(1) *Schists.* *Number of return passes of roller* (n = 4).
Water content (α = 15 %).
(2) *Dolerites.* *Number of return passes of roller* (n = 5).
Water content (α = 21 %).
Abscissae : Thickness of layer in centimeters.
Ordinates : Dry densities.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les essais de laboratoire effectués sur les prélèvements intacts (essais n° 4) ont permis de vérifier les résultats obtenus sur des échantillons compactés dans le moule Proctor.

On a en effet trouvé, pour les matériaux doléritiques compactés au rouleau à pneus, en cisaillement direct consolidé rapide, bien que la teneur en eau de mise en place ait été très forte (supérieure à 30 %, soit environ 5 % au-dessus de l'optimum et la densité sèche faible (1,40 environ).

$$\varphi_a = 28^0. \qquad C_a = 0{,}500 \text{ kg/cm}^2.$$

Sur les matériaux schisteux compactés au rouleau à pneus au voisinage de l'optimum, les résistances au cisaillement mesurées sont légèrement plus faibles :

$$\varphi_a \neq 27^0. \qquad C_a \neq 0{,}30 \text{ kg/cm}^2.$$

Les matériaux schisteux compactés au rouleau à pieds de mouton ont donné

$$\varphi_a \neq 30^0. \qquad C_a \neq 0$$

Quant aux coefficients de perméabilité mesurés pour l'un comme pour l'autre matériau, ils sont voisins de 10^{-7} cm/s.

Tous ces essais, jugés très satisfaisants, sont donc de nature à donner toute confiance quant aux possibilités de mise en œuvre économique de ces matériaux latéritiques pour la construction du barrage de Souapiti.

RÉSUMÉ.

Ce rapport porte sur les essais de terres effectués pour étudier les possibilités d'utilisation et les conditions de mise en place des terres du site de Souapiti employées comme matériau constitutif du barrage qui doit être édifié à cet emplacement.

Nous donnons d'abord en quelques mots la consistance des ouvrages de Souapiti et le profil de la digue, puis le résultat des essais et des résultats obtenus. Ces essais comprennent :

1° *Les essais de laboratoire.* — Les essais de laboratoire ont été exécutés, soit sur le site même de Souapiti, soit dans des laboratoires spécialisés de la Métropole et un laboratoire aux U. S. A.

Ces essais ont été exécutés en particulier sur les deux types de terres rencontrées à Souapiti, les terres d'origine schisteuses et les terres d'origine doléritiques.

On peut distinguer principalement :

— les essais consacrés à l'identification des terres, et à leurs caractéristiques essentielles après compactage;

— les essais destinés particulièrement à l'étude de la consolidation des terres sous différentes étreintes;

— enfin l'étude des variations des caractéristiques mécaniques des terres selon la teneur en eau de compactage et l'énergie de compactage.

2° *Les essais de compactage, sur le terrain,* à l'aide de rouleaux lourds utilisés sur des aires d'essais.

Ces essais avaient pour but, de définir en stade préliminaire et de servir à préciser les spécifications du devis particulier dans le dossier d'appel d'offres :

— la teneur en eau optimum de compactage;

— nombre de passages de rouleau, soit à pneus, soit à pieds de mouton;

— l'épaisseur optimum des couches compactées.

***

L'ensemble de ces essais a montré que les terres de Souapiti conviennent parfaitement pour l'édification d'un barrage.

Les essais de consolidation ont permis de constater que les délais de construction du barrage étaient compatibles avec la vitesse de consolidation des terres, et que le phénomène de formation de pressions interstitielles ne paraissait pas redoutable.

Les essais de compactage en vraie grandeur ont donné des résultats comparables aux essais Proctor standard de laboratoires.

Enfin, le rouleau à pneus donne des caractéristiques supérieures à celles qu'on obtient à l'aide du rouleau à pieds de mouton. De plus, le rouleau à pneus permet de compacter des couches dont l'épaisseur est de 35 à 45 cm (après compactage) alors que le rouleau à pieds de mouton nécessite la mise en place de couches successives de 15 cm d'épaisseur environ.

Tous ces essais ont permis de décider la construction du barrage en terre de Souapiti.

SUMMARY.

The tests carried out in order to find out the practical applications and the conditions of deposition of the Souapiti site earth materials in the construction of the dam of the same name at this site form the subject of this report.

We give in the first place a brief idea of the Souapiti structures themselves and of the profile of the dam. The tests are then analysed and their results given.

1° *Laboratory tests.* — These tests were carried out both on the actual site of Souapiti and in specialized laboratories in France and in one of the United States laboratories.

The materials specially tested were the two types of earth found at Souapiti; of schistous and doleritic origin.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

The main tests were :

— those devoted to the identification of the earth materials and to their main characteristics after compaction;
— those bearing on the consolidation of the materials under various loads;
— tests bearing on the variations of the structural characteristics of the earth materials as a function of the water content and the compaction energy.

2' *Compaction tests on site*, using the heavy rollers applied on the test embankments.

The aim of these tests was to give a preliminary definition, for the specifications of the call for tenders, of the following :

— optimum water content for compaction;
— number of passes of rollers, sheepfoot or pneumatic;
— optimum thickness of compacted lifts.

The tests showed that the Souapiti earth materials were perfectly suitable for the construction of a dam.

The consolidation tests showed that the working program for the dam was compatible with the rate of consolidation of the earth materials and that the question of the formation of pore pressure did not seem to present any great danger.

The full-scale compaction tests gave results comparable to those of the standard laboratory Proctor tests.

Pneumatic rollers gave better characteristics than sheepfoot rollers. Moreover, pneumatic rollers gave layers 35 to 45 cm thick after compaction, whereas sheepfoot rollers required the placing of successive layers about 15 cm thick.

The decision to construct Souapiti earth dam was made on the basis of the tests described in this report.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 136

QUESTION N° 21

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

VERČON
ET RAJČEVIĆ
(YOUGOSLAVIE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

OBSERVATION DES CONTRAINTES ET DES DÉFORMATIONS DANS QUELQUES BARRAGES EN YOUGOSLAVIE (*).

MILAN VERČON,
Ingénieur de l'Université de Belgrade,
Directeur Technique du Bureau d'Études Energoprojekt

et BOGDAN RAJČEVIĆ,
Docteur ès sciences de l'Université de Paris,
Ingénieur en chef de la Section Géotechnique de l'Energoprojekt,
Belgrade (Yougoslavie).

1. INTRODUCTION.

Les résultats d'auscultation de barrages exposés dans ce rapport sont basés sur l'expérience acquise au cours de l'observation des ouvrages projetés par les auteurs et construits en Yougoslavie pendant les dix dernières années. D'une quantité considérable de documents recueillis, nous avons choisi ceux que nous considérons comme présentant un intérêt général. Nous voudrions surtout souligner le fait que toute conclusion éventuelle devrait être soumise à une discussion et

(*) *Observations on Stresses and Deformations at some Dams in Yugoslavia.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

que toute confrontation ultérieure des résultats obtenus avec des mesures sur place pourra de toute façon être intéressant.

Ce rapport comporte la discussion des résultats des différentes mesures effectuées sur des barrages en terre et barrages en enrochement, notamment :

1° *Vrla II* : Barrage en schistes comprimés à section homogène et revêtement étanche amont en béton bitumineux, d'une hauteur de 26 m.

2° *Mavrovo* : Barrage en terre à section homogène, d'une hauteur de 56 m.

3° *Vlasina* : Barrage en terre à section homogène, d'une hauteur de 34,5 m.

4° *Ovčar-Banja* : Barrage en terre à section homogène, sur une fondation perméable et d'une hauteur de 9,50 m au-dessus du terrain naturel.

Les ouvrages mentionnés sont décrits dans plusieurs rapports qui ont fait l'objet de discussions aux Congrès Internationaux des Grands Barrages (1), (2).

Dans ces ouvrages, ont été placés des cellules électroacoustiques (Type Officine Galileo, Milan) et des repères pour le contrôle géodésique qui a été effectué avec des instruments spéciaux (type Wild). Nous avons tenté de comparer les résultats de nos mesures avec les calculs et les hypothèses adoptés dans les projets, sans exposer les principes et méthodes de calcul.

Nous allons exposer les résultats en adoptant la méthode de discussion par ouvrage et nous conclurons par une synthèse de nos points de vue, basés sur nos expériences.

2. BARRAGE VRLA II.

Dans une section à travers des cellules électroacoustiques ont été posées en deux rangs, l'un au-dessus de l'autre. Leur disposition est représentée sur la figure 1.

Par des mesures continues aux points choisis, les valeurs des pressions ont été obtenues et des lignes d'égales tensions ont été tracées.

En même temps, on a calculé les valeurs des tensions et tracé les

(1) Ing. Dr. RAJČEVIĆ M. BOGDAN et Dr. Ing. JEVDJEVIĆ VUJICA, *Some Special Features of Design and Constructions for Earth and Rockfill Dams in Yugoslavia.* (*IV^e Congrès des Grands Barrages*, New Delhi, 1951, R. 16).

(2) Ing. Dr. RAJČEVIĆ M. BOGDAN et Ing. VENČON MILAN, *Fondation du barrage de Vlasina* (*V^e Congrès des Grands Barrages*, Paris, 1955, R. 90); Ing. Dr. RAJČEVIĆ M. BOGDAN, *Tassements d'un barrage en terre. Prévision et contrôle. Cas du barrage Vlasina* (*Ibid.*, R. 91); Ing. Dr. RAJČEVIĆ M. BOGDAN et Ing. VENČON MILAN, *Voile d'injection du barrage Vrla II* (*Ibid.*, R. 92).

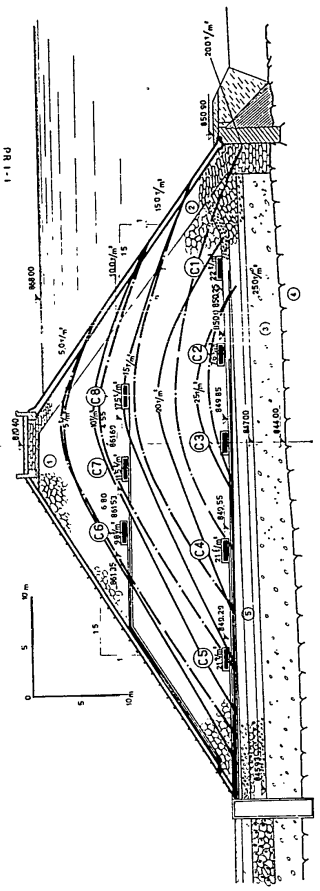


Fig. 1.

Disposition des cellules électroacoustiques et des isolignes dans le barrage Vrla II. C$_n$, cellule de mesure.
Position of stress measuring cells and equipressure lines at the Vrla II dam C$_n$, *measuring cell.*

——— Isolignes des contraintes mesurées. *Equipressure lines according to measurements.*
— — — Isolignes des contraintes calculées. *Equipressure lines of calculated stresses.*
(1) Remblai en enrochement. *Rock-fill.*
(2) Maçonnerie sèche, placée à la main. *Hand laid dry rubble wall.*
(3) Matériaux alluvionnaires divers. *Diverse alluvial material.*
(4) Rocher, schistes altérités. *Rock, weathered schists.*
(5) Filtres. *Filters.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

lignes d'égales tensions obtenues par la méthode exposée dans le Rapport n° 47 (3).

Les résultats de nos essais portant sur le matériau constitutif de l'ouvrage exécuté, donnent un coefficient de déformabilité qui varie selon la contrainte existante, de 1900 à 2 800 kg/cm².

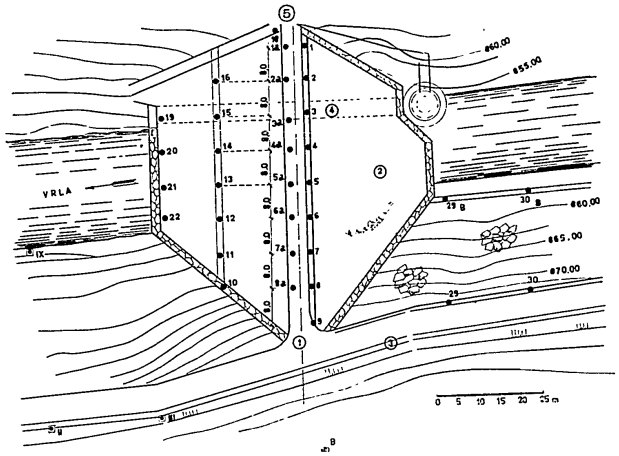


Fig. 2.

Situation du barrage Vrla II

(1) Crête du barrage.
(2) Retenue. (Face amont).
(3) Route.
(4) Galerie de fuite.
(5) Déversoir.

Layout of the Vrla II dam.

(1) *Crest of dam.*
(2) *Reservoir.*
(3) *Road.*
(4) *Outlet channel*
(5) *Spillway.*

⊙ Repère = *Bench mark*

(3) J. Guilhamon et H. Castelnau, *Tassement des matériaux constitutifs et de la fondation. Barrage de l'Efil-Emda* (V^e Congrès des Grands Barrages, Paris, 1955, R. 47)

Par superposition, on constate entre les lignes d'égales tensions calculées en fonction du poids propre de l'ouvrage et de la pression hydrostatique, une concordance parfaite avec les isolignes obtenues par mesure (*fig.* 1).

Des repères ont été posés sur le même barrage (*fig.* 2). Les mesures ont été commencées en 1952 et les dernières levées prises en considération ont été effectuées le 15 septembre 1957.

En prenant pour base du calcul les contraintes et le coefficient de déformabilité déterminés ci-dessus, les déformations verticales à la crête du barrage ont été évaluées, dans la section à travers maximum, à 21 mm. La figure 3 indique les tassements des repères n^os 5 et 6,

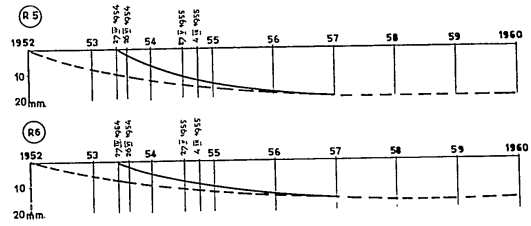


Fig. 3.

Diagramme de tassement en fonction du temps.

Time-settlement diagram.

relevés en 1957, c'est-à-dire six ans après l'achèvement de la construction.

Le diagramme (*fig.* 3) prouve aussi que ces tassements diminuent progressivement et qu'ils tendent asymptotiquement vers l'état d'équilibre final. Dans le diagramme de la figure 4 sont représentés les tassements à la crête et sur les parements, ainsi que les déformations horizontales.

Les déformations verticales sont proportionnelles à la hauteur du barrage. Les tassements après cinq ans atteignent $100 \times 21/26000 = 0{,}1$ %.

Lors de la mise en eau, le revêtement amont a été soumis alternativement à la pression de l'eau. Les déformations résultantes représentées par la figure 5 indiquent que les tassements maxima se sont produits dans le pied du barrage, tandis que dans les positions plus élevées, ils sont proportionnellement moindres. Ces résultats ne sont pas en concordance avec les déformations théoriques du revêtement amont soumis à la pression hydrostatique.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

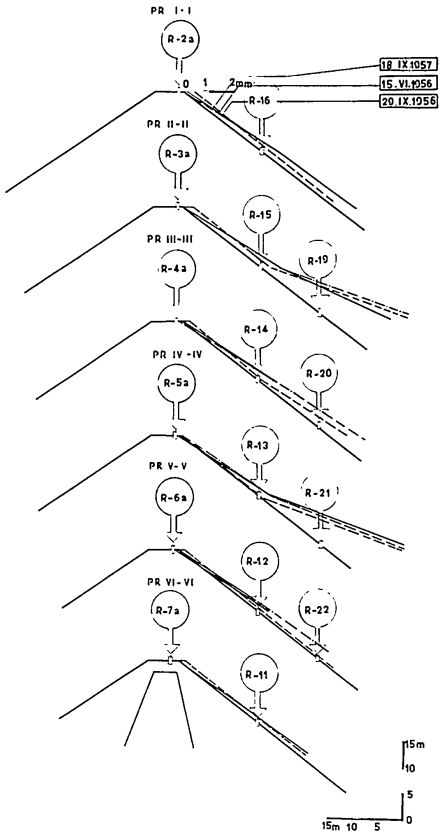


Fig. 4 (1).

Déformations horizontales, profil transversal.

Horizontal deformations, cross section.

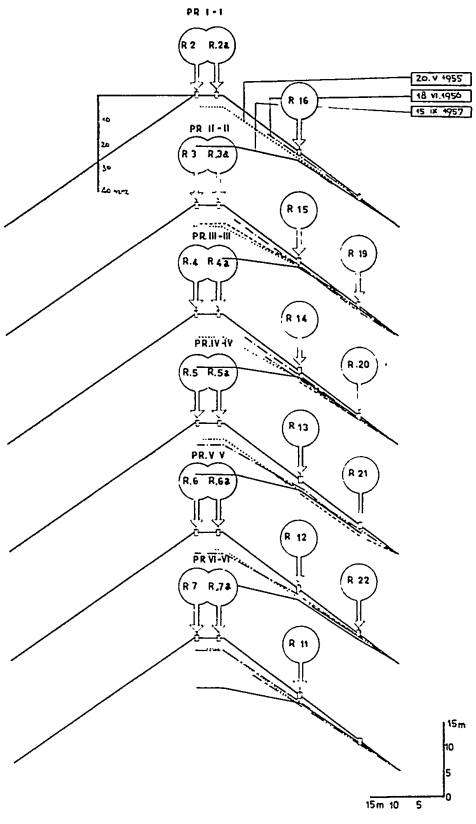


Fig. 4 (2).

Déformations verticales, profil transversal.

Vertical deformations, cross section.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

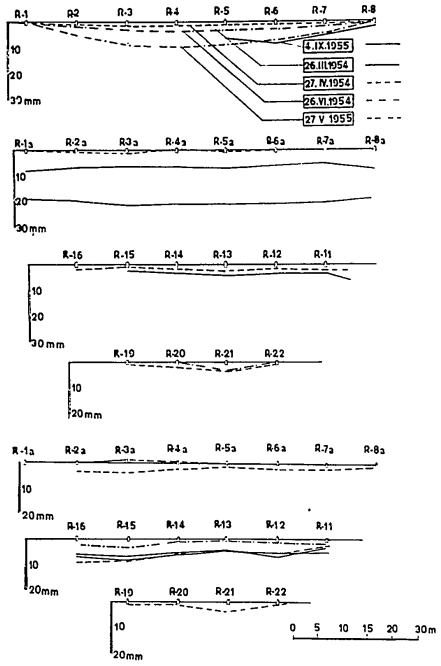


Fig. 4 (3-4). — Vrla II.

3. Déformations verticales, profil longitudinal.
Vertical deformations, longitudinal section.

4. Déformations horizontales, profil longitudinal.
Horizontal deformations, longitudinal section.

3. BARRAGE « MAVROVO ».

Au barrage Mavrovo (*fig.* 6 *a*), les isolignes mesurées ne concordent pas avec les isolignes calculées théoriquement.

Il a été remarqué qu'au cours de la mise en eau du barrage, les

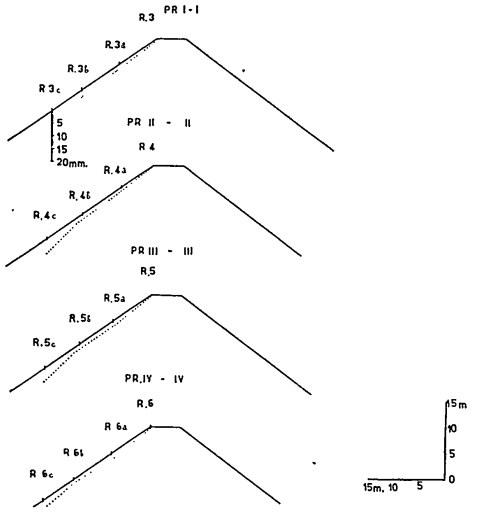


Fig. 5. — Vrla II

Déformations du revêtement amont.
Upstream rip-rap deformations.

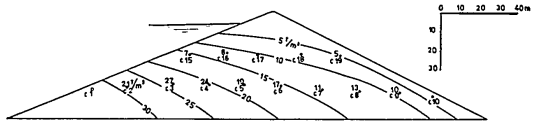


Fig. 6. — Mavrovo.

Isolignes de contraintes obtenues par mesures.
C_1, cellule de mesure;
C_1^0, cellule de mesure avec coefficient de contrainte.

Equipressure lines obtained by measurements.
C_1, *measuring cell.*
C_1^0, *measuring cell with measured stress value.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

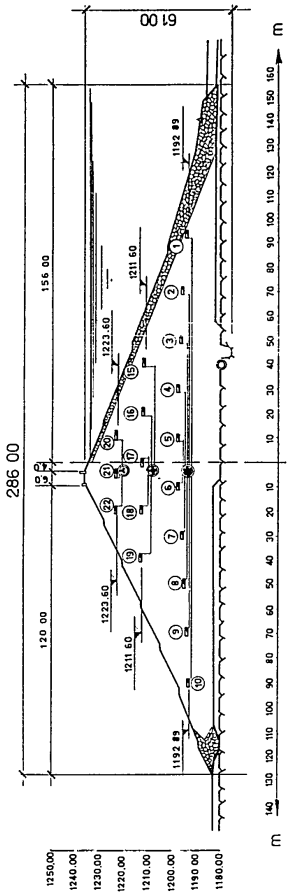


Fig. 6 *a*. — Mavrovo.
Disposition des cellules de mesure.
Position of measuring cells.

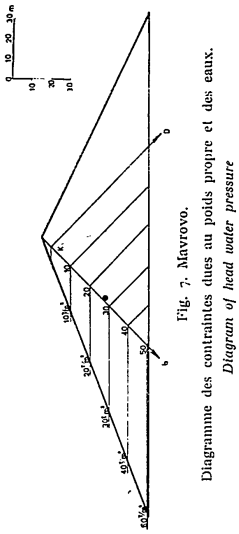


Fig. 7. Mavrovo.
Diagramme des contraintes dues au poids propre et des eaux.
Diagram of head water pressure

contraintes marquées par les cellules indiquent une certaine dépendance vis-à-vis de la pression hydrostatique, tandis que presque aucun rapport n'existe entre les contraintes enregistrées par cellules et la pression due au poids propre de l'ouvrage.

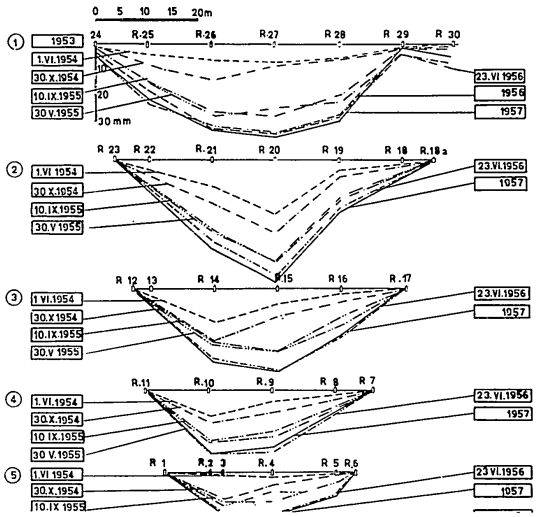


Fig. 8 (1).

Déformations horizontales, profil longitudinal.

(1) Crête du barrage.
(2) Premier risberme aval.
(3) Deuxième » »
(4) Troisième » »
(5) Quatrième » »

Horizontal deformations, longitudinal section.

(1) *Crest of dam.*
(2) *First down-stream berm.*
(3) *Second* » » »
(4) *Third* » » »
(5) *Fourth* » » »

Repère = *Bench mark.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Les isolignes obtenues par les dernières mesures sont représentées sur la figure 6, qui pourrait être rapprochée du diagramme des contraintes obtenues par le calcul de la pression hydrostatique agissant sur la surface intérieure du noyau incliné en argile (*fig.* 7).

Les contraintes théoriques de calcul dues au poids propre dépassent à peu près trois fois les valeurs mesurées par les cellules électroacoustiques.

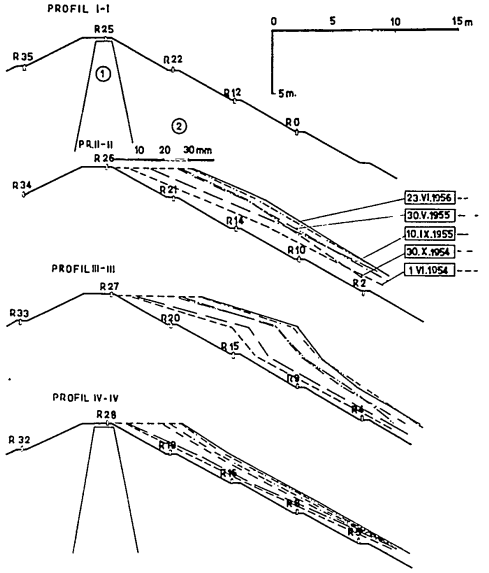


Fig. 8 (2).

Déformations horizontales.

(1) Noyau en argile.
(2) Matériau argileux.

Horizontal deformations.

(1) *Clay core.*
(2) *Clayey materiel.*

4. BARRAGE « VLASINA ».

Au barrage Vlasina, des mesures de déformations verticales et horizontales ont été effectuées et les résultats généraux ressemblent à ceux de Mavrovo. Les diagrammes correspondants sont représentés sur la figure 8.

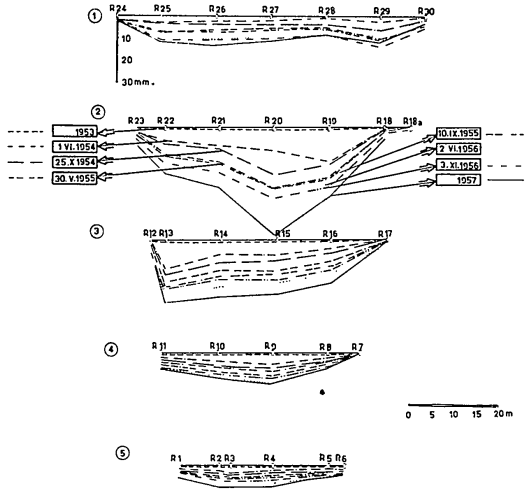


Fig. 8 (3).

Déformations verticales, profil longitudinal.

(1) Crête du barrage.
(2) Premier risberme aval.
(3) Deuxième » »
(4) Troisième » »
(5) Quatrième » »

Vertical deformations, longitudinal section.

(1) *Crest of dam.*
(2) *First down-stream berm.*
(3) *Second* » » »
(4) *Third* » » »
(5) *Fourth* » » »

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

De la durée du tassement, on peut conclure que pendant les premiers trois ans, les déformations s'accentuent progressivement et qu'ensuite elles s'approchent asymptotiquement de l'état final (*fig.* 9).

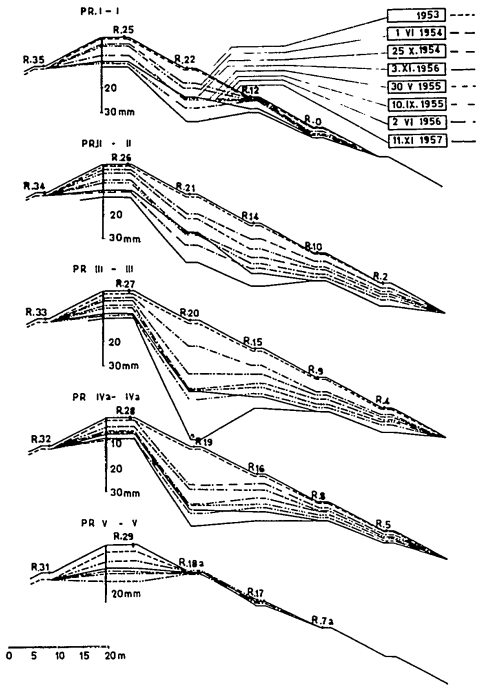


Fig. 8 (4).

Déformations verticales, profil transversal.

Vertical deformations cross section.

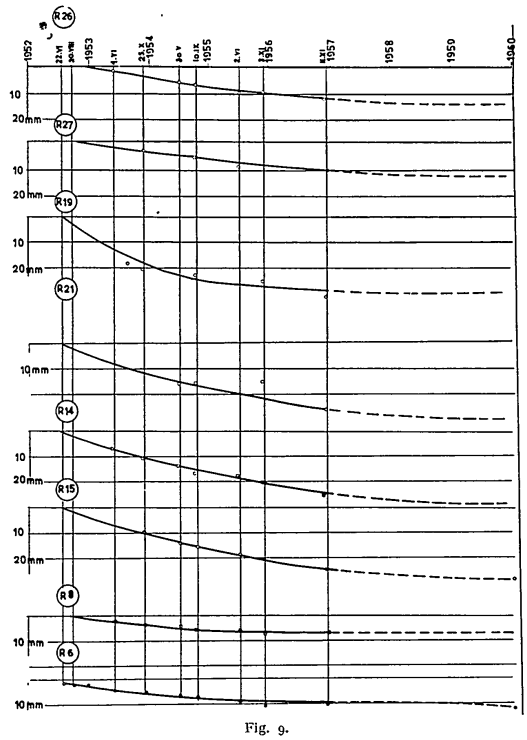


Fig. 9.

Diagramme de tassement en fonction du temps.

Time-settlement diagram

5. BARRAGE « OVČAR-BANJA ».

Le barrage Ovčar-Banja se compose d'une partie en remblai, fondée sur le terrain alluvionnaire perméable de 17 m environ d'épaisseur

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

et d'une partie en béton, fondée sur des caissons atteignant le rocher sain.

Les mesures des déformations verticales des repères à la crête du barrage (*fig.* 10) ont montré que le tassement de la partie remblayée dépasse environ 30 fois la valeur absolue du tassement de la partie en béton fondée sur le rocher.

Les déformations horizontales de la partie en béton peuvent de

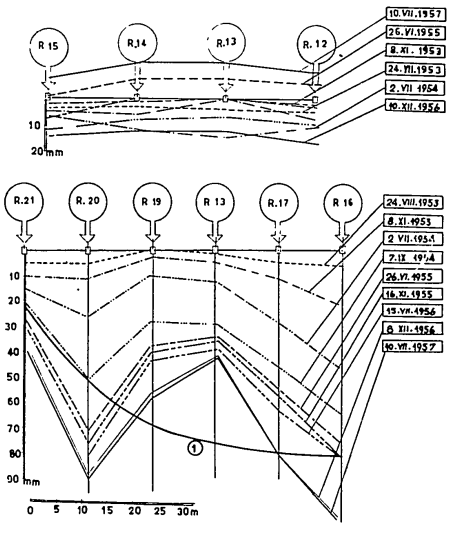


Fig. 10 (1-2).

1. Déformations verticales de la partie du barrage en maçonnerie, profil longitudinal.
2. Déformations verticales de la partie du barrage en remblai, profil longitudinal

1 Ligne du terrain.

1. *Vertical deformations of the masonry part of dam, longitudinal section.*
2. *Vertical deformations of the earth and rock-fill part of the dam, longitudinal section.*

1 *Ground surface.*

[] Repère = *Bench mark.*

même être négligées par rapport aux déplacements de la partie remblayée, dont le diagramme est donné sur la figure 11, qui représente les déformations existantes dans les joints entre la partie en béton et la partie en terre.

Sur ce barrage, les tassements verticaux se présentaient d'une manière très dangereuse, car ils augmentaient progressivement depuis quelques années, ayant atteint des dimensions assez élevées, environ 100 mm, ce qui est beaucoup par rapport à la hauteur peu considérable du

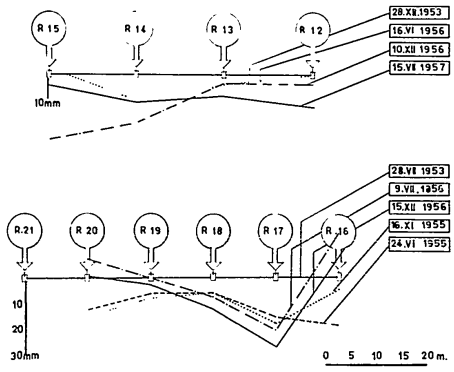


Fig. 11 (1-2).

1. Déformations horizontales de la partie du barrage en maçonnerie.
   Horizontal deformations of the masonry part of the dam.
2. Déformations horizontales de la partie du barrage en remblai.
   Horizontal deformations of the earth and rock-fill part of the dam.

barrage de 10 m à l'endroit du repère nº 16, c'est-à-dire plus de 1 %. En même temps, on a remarqué que les eaux filtrantes emportent les matériaux fin au-dessous du barrage, ce qui explique les tassements élevés et progressifs.

Une circonstance favorable, à savoir que le fleuve charrie des matériaux fins en suspension qui sédimentent dans la retenue, a causé le colmatage de la fondation perméable. Avec la diminution de la percolation et de l'érosion des particules fines de la fondation, on a remarqué une tendance à la diminution de tassements (*fig.* 11).

La disposition des points de mesure est indiquée sur la figure 12, ainsi que la coupe transversale de la partie remblayée.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

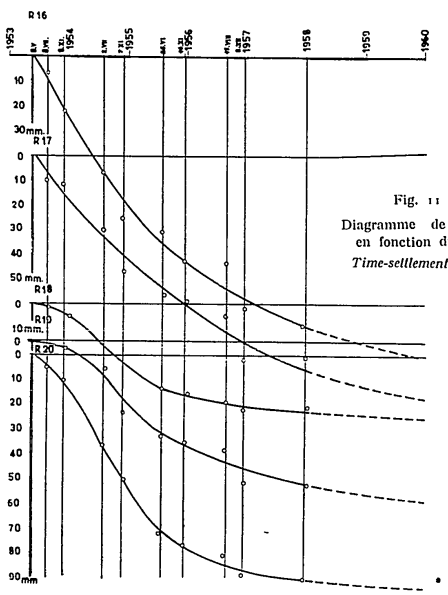


Fig. 11 (3).

Diagramme de tassement en fonction du temps

Time-settlement diagram.

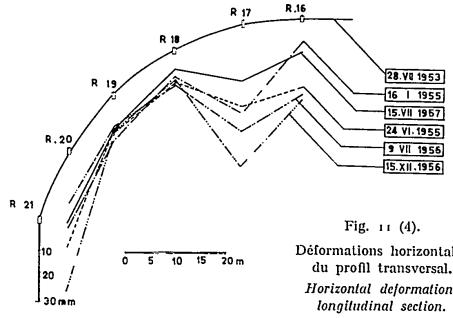


Fig. 11 (4).

Déformations horizontales du profil transversal.

Horizontal deformations longitudinal section.

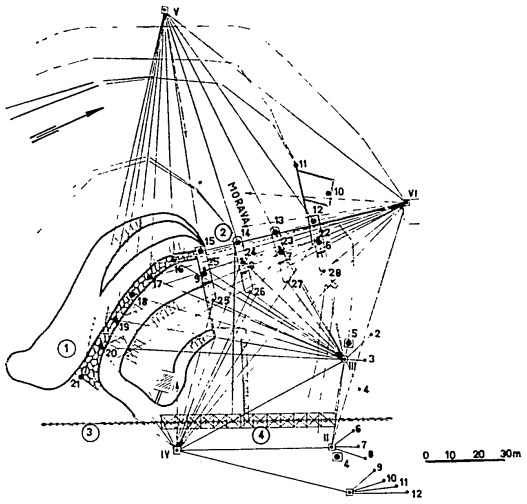


Fig. 12 (1)

Situation du barrage Ovčar-Banja.

(1) Crête du barrage.
(2) Partie en béton.
(3) Voie ferrée.
(4) Pont de la voie ferrée.

Ovčar-Banja dam layout.

(1) *Crest of dam.*
(2) *Concrete part.*
(3) *Railway-track.*
(4) *Railway bridge.*

⊙ Repère = *Bench mark.*
□ Mire fixe sur le barrage = *Leveling material on the dam.*
⊡ Repère fixe stable = *Permanent fixed bench mark*

6. CONCLUSIONS.

Les exemples ci-dessus et les résultats partiellement étudiés peuvent donner lieu à certaines conclusions préliminaires, telles que :

1. L'intérêt que présente l'auscultation des barrages au moyen de

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

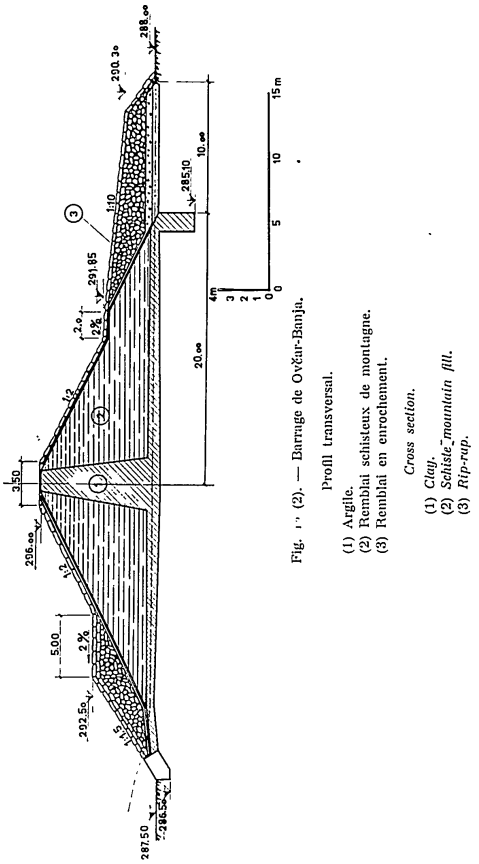


Fig. 1 (2). — Barrage de Ovčar-Banja.

Profil transversal.

(1) Argile.
(2) Remblai schisteux de montagne.
(3) Remblai en enrochement.

Cross section.

(1) *Clay.*
(2) *Schiste mountain fill.*
(3) *Rip-rap.*

mesures géodésiques, ainsi qu'au moyen de mesures des contraintes dans le corps de l'ouvrage.

2. Dans les barrages en enrochement, les tassements peuvent être estimés avec une précision suffisante, à condition que le coefficient de déformabilité soit proprement choisi.

3. Dans les barrages en terre, le mode d'implantation des cellules même n'a pas encore été assez étudié; dans un même point de mesure, deux ou trois cellules devraient être posées. Il est probable que grâce à un perfectionnement ultérieur de la construction des cellules, on pourra obtenir des résultats meilleurs.

4. En effectuant des mesures périodiques, il est possible d'obtenir des conclusions très importantes sur la sécurité et la stabilité des ouvrages.

RÉSUMÉ.

Le rapport expose les données et les résultats obtenus par l'auscultation des barrages suivants :

Barrage en enrochement « Vrla II »
Barrage en terre « Mavrovo ».
Barrage en terre « Vlasina ».
Barrage en terre « Ovčar-Banja ».

Aux barrages cités ci-dessus, des déformations ont été mesurées au moyen d'instruments spéciaux, afin que les résultats obtenus soient d'une précision élevée. Ces mesures ont été effectuées pendant plusieurs années. Sur la base de résultats obtenus, on a pu établir une interprétation et une conclusion préliminaire au sujet des déformations verticales et horizontales des ouvrages.

Les points de mesure sont indiqués sur les figures avec l'indication de la disposition des instruments dans le corps du barrage pour le contrôle des contraintes (cellules électro-acoustiques) et des températures pendant et après la construction, aux différents niveaux de la retenue, avec l'interprétation des résultats obtenus.

Pour ces ouvrages, dont on a effectué les mesures, le calcul des déformations et des contraintes théoriques a été fait, avec comparaison des résultats obtenus par mesure.

Ce rapport traite, à l'aide de tableaux et de graphiques, les questions suivantes :

— Comportement de l'ouvrage.
— Comparaison des projets avec l'ouvrage réalisé.
— Sécurité réelle.
— Protection et entretien.
— Possibilités de calcul des déformations avec un coefficient convenable de déformabilité.
— Amélioration des méthodes de placement des cellules électro-acoustiques de mesure, ainsi que de leur construction et de leur contrôle.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

— Pose de deux ou trois cellules dans un même poste de mesure.

Des exemples cités et des résultats analysés, on a pu conclure :

1. L'auscultation des barrages par la mesure des contraintes dans le corps du barrage présente un grand intérêt.
2. Il a été prouvé que pour les barrages en enrochement, le tassement peut être estimé avec assez de précision, en choisissant un coefficient convenable de déformation.
3. Pour les ouvrages en terre, nous avons l'impression que notre méthode de placement des cellules n'est pas encore convenable et qu'en un même poste de mesure, il faut placer tout au moins deux ou trois cellules. Il est probable que grâce à un perfectionnement ultérieur des cellules et une surface de contact plus grande, on pourra obtenir des résultats meilleurs.
4. En ce qui concerne la sécurité et la stabilité des ouvrages, des conclusions peuvent être tirées des résultats des mesures et, de plus, on doit périodiquement analyser et étudier la nature des matériaux constitutifs et les dimensions des ouvrages.

SUMMARY.

This paper deals with data obtained by observation methods applied to the following dams :

— Rock-fill dam Vrla II.
— Earth dam Mavrovo.
— Earth dam Vrla I.
— Earth embankment of Ovčar-Banja Dam.

On the above mentioned dams, measurements of deformations have been made by special instruments, and corresponding methods have been applied in order to obtain data of highest accuracy. These measurements were made during several years. Using the results obtained, interpretation and conclusion are given with regard to the vertical deformations of the structures.

The points of surface observation, and distribution of instruments (4) in the dam body for the control of pressure and temperature variations during and after construction at different water levels, together with the interpretation of the results obtained is given.

For these structures, on which measurements of deformations and stresses have been carried out, a theoretic stress and deformation calculation was made with a consequent comparison of results with measured values.

(4) Electrocustic cells.

This report deals, with the aid of tables and graphs, with questions concerning the :

— Behaviour of structures.
— Comparison between designs and structures completed.
— Real security.
— Protection and maintenance provisions.
— Possibilities for calculation of deformations by a suitable choice of the deformability coefficient.
— Requirement for a more suitable method of placement for measuring cells and for their control by placing two or three cells at a single measuring place.

From the given examples and analysed results, the following conclusions have been made :

1. Observation of dams by surveying, besides measurements inside dam bodies, is of great interest.
2. It is shown that for the rock-fill dams, settlement can be estimated with enough accuracy, when a suitable choice of deformability coefficients has been made.
3. For earth material structures we have the impression that our method of placing cells is not yet developed enough, and that at a single measuring point, 2 or 3 cells should be placed. Probably more acceptable results may be obtained by further improvment of cells and increased contact area.
4. Concerning the security and stability of structures, conclusions can be made, based on the result of measurements, performed periodically and analysed; the same must be applied for what depends on kind of material and size of structures.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

R. 137

QUESTION N° 20

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

A. PRESMANES
(ESPAGNE)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

SURÉLÉVATION DU BARRAGE DE DOIRAS (*).

M. Agustín PRESMANES,

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos,
Sous-Directeur de « Electra de Viesgo S. A. » (Espagne).

SURÉLÉVATION DU BARRAGE DE DOIRAS.

Caractéristiques.

La chute de Doiras utilise les eaux du Rio Navia, au moyen d'un barrage poids, de forme curviligne, d'un rayon de 200 m, de 160 m de longueur en crête jusqu'au déversoir et d'une hauteur totale au-dessus de la cote plus basse de la fondation de 94,40 m.

La largeur du couronnement est de 5 m; le fruit amont de 5 % et le fruit aval de 76 %.

Capacité de la retenue : volume total, 102.10^6 m^3; volume utilisable, $98{,}5.10^6$. Longueur jusqu'à la fin de la retenue : 22,2 km et superficie au niveau maximum : 4,75 km^2.

Hauteur de la chute, variable entre 75,00 m maximum et 27,50 m minimum.

(*) *Heightening of the Doiras Dam.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Salimé — sans l'usine de Silvón — et ensuite en supposant Silvon déjà construit. On déduit par différence de l'énergie réellement obtenue, que la production réelle de la centrale de Silvón est d'un ordre de 70.10^6 kWh.

CARACTÉRISTIQUES.

L'usine de Silvón est emplacée sur la rive droite de la rivière Navia, à 80 m à peu près à l'aval du barrage, en dessous de la localité de Silvón. L'axe principal est sensiblement parallèle à la corde du couronnement du barrage.

En premier stade, on a installé un groupe de 35 000 kVA, les ouvrages nécessaires pour un deuxième groupe identique se faisant en deuxième stade.

Chute nette	74,51 m
Débit	50 000 m³
Conduite forcée	3,50 m de diamètre

Afin de réaliser la surélévation, il faut modifier le profil original du barrage, dans sa partie supérieure. Son profil triangulaire Pigeaud, avec des talus de 5 % à l'amont et de 76 % à l'aval, avec un poids

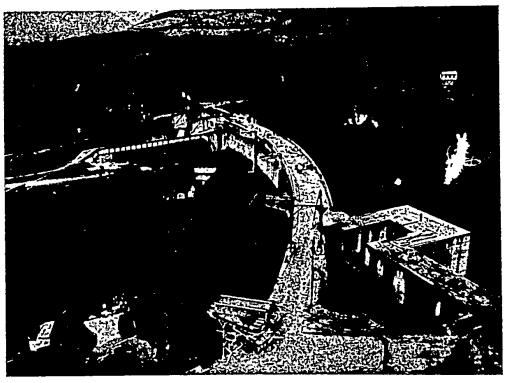


Photo 3.

Dernière phase du bétonnage de la surélévation du barrage et nouvelle culée rive gauche.

Last stage of concrete construction for the increasing of height of dam and new abutment on the left side.

spécifique de béton de 2 400 kg/m³ rend simple et facile la surélévation de 3,60 m qui n'affectera pas pratiquement le régime élastique actuel du barrage.

Le raccordement du nouvel ouvrage avec l'ancien a été fait en démolissant la moitié amont du massif de béton qui forme le couronnement du barrage, jusqu'à la galerie supérieure, et en remplissant les « fenêtres » (galeries perpendiculaires) partant de cette galerie jusqu'au parement aval, réalisant ainsi l'ancrage du nouvel ouvrage avec celui déjà construit.

Le nouveau profil forme à l'amont un surplomb dont le but est de compenser ainsi les efforts hydrauliques supérieurs qu'il devra supporter, avec les effets du poids propre additionnel et dont il est intéressant de déplacer la résultante vers l'amont.

On démolit jusqu'à 4,17 m en dessous du couronnement, d'où l'on commence le nouvel ouvrage, faisant d'abord 0,77 m à la pente du barrage (5 %), puis de là, part le surplomb uniforme jusqu'à atteindre 1,90 m; sur les 3,60 m restant, le parement amont est vertical et la nouvelle largeur du couronnement est de 7 m.

Le parement aval est de 0,10 m plus en avant que le plan vertical primitif.

ÉTUDE DE LA SURÉLÉVATION. CALCUL DES CONTRAINTES DUES AU MASSIF DE SURÉLÉVATION. ZONE SUPÉRIEURE DU BARRAGE.

SECTION A-B.

Valeur de la résultante :

$$R = 74\,900\ \text{kg}, \qquad V = 74\,192\ \text{kg}, \qquad H = 6\,500\ \text{kg},$$

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{6\,500}{74\,192} = 0{,}088.$$

Comme le coefficient de frottement est $\varphi = 37°$, nous avons $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}75$ et, par conséquent, le coefficient de sécurité résultant du glissement, en supposant que la résistance du massif à l'effort tranchant soit nulle, c'est-à-dire qu'il n'y ait pas de cohésion

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1}{K}\operatorname{tg}\varphi,$$

$$K = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\theta} = \frac{0{,}75}{0{,}088} = 8{,}5.$$

L'excentricité pour cette section est $e = 0{,}025$; le moment fléchissant vaut donc :

$$M = V\,e = 74\,192 \times 0{,}025 = 1\,850\ \text{kgm}.$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

La compression maximum, qui se produit dans une quelconque des sections à étudier, pouvant être amplement absorbée par l'ouvrage étant donné sa valeur minime, nous considérerons seulement la compression qui se produit à l'amont, pour contrôler que son ordre de gran-

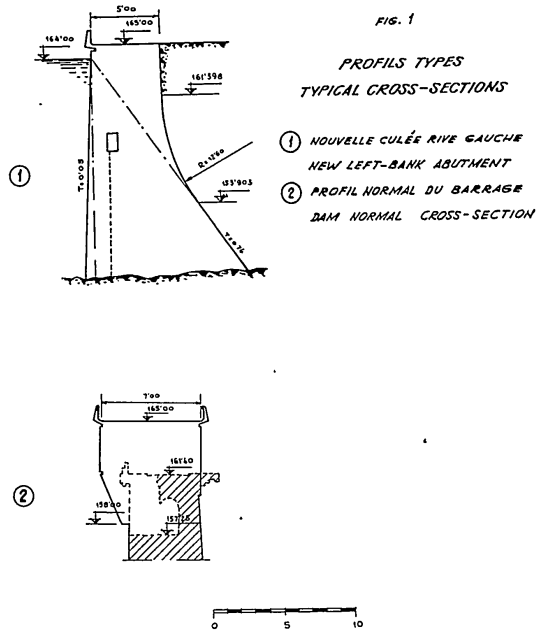


FIG. 1

PROFILS TYPES
TYPICAL CROSS-SECTIONS

① NOUVELLE CULÉE RIVE GAUCHE
NEW LEFT-BANK ABUTMENT
② PROFIL NORMAL DU BARRAGE
DAM NORMAL CROSS-SECTION

deur est bien supérieur à celui de la sous-pression qui pourrait se produire dans cette même section, c'est-à-dire :

Compression en A avec largeur $b = 6{,}45$ m :

$$N_2 = \frac{V}{\Omega} + \frac{M}{\frac{I}{V}} = \frac{74\,192}{6{,}45} + \frac{1850}{\frac{1}{6} \times 6{,}45^2} = 11\,768 \text{ kg/m}^2 = 1{,}18 \text{ kg/cm}^2.$$

La pression hydrostatique en A vaut $P_a = 0{,}36$ kg/cm².

SECTION C-D.

Comme ci-dessus :

$R = 109\,000$ kg; $V = 107\,612$ kg; $H = 17\,300$ kg; $e = 0{,}16$; $b = 5{,}115$;

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{17\,300}{107\,612} = 0{,}161, \qquad k = \frac{0{,}75}{0{,}161} = 4{,}6,$$

$$N_2 = \frac{V}{\Omega} + \frac{Ve}{\frac{I}{V}} = \frac{107\,612}{5{,}115} + \frac{107\,612 \times 0{,}161}{\frac{1}{6} \times 5{,}115^2} = 21\,405 \text{ kg/m}^2 = 2{,}14 \text{ kg/cm}^2.$$

Comme la pression hydrostatique en C est $P_c = 0{,}59$ kg/cm² il n'est pas nécessaire de poursuivre les calculs de contrôle.

Une autre section quelconque, comprise entre $\overline{AB}$ et $\overline{CD}$ n'a pas besoin d'être contrôlée, étant donné que nous voyons que, même en faisant abstraction de la cohésion, la poussée de l'eau ne peut faire glisser le massif rajouté, puisque la compression minimum est supérieure à la sous-pression, et ceci tant que le coefficient de glissement sans cohésion oscille entre K = 4,6 et K = 8,5.

SECTION E-F.

$R = 164\,000$, $V = 157\,662$, $H = 47\,450$; $e = -0{,}26$ m; $b = 5{,}907$ m;

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{47\,450}{157\,662} = 0{,}31, \qquad k = \frac{0{,}75}{0{,}31} = 2{,}42,$$

$$N_2 = \frac{V}{\Omega} - \frac{Ve}{\frac{I}{V}} = \frac{157\,662}{5{,}907} - \frac{157\,662 \times 0{,}26}{\frac{1}{6} \times 5{,}907^2} = 19\,630 \text{ kg/m}^2 = 1{,}96 \text{ kg/cm}^2.$$

Comme la pression hydrostatique au point E vaut $P_e = 0{,}975$ kg/cm² il n'est pas nécessaire de pousser plus avant les calculs de contrôle.

CONTROLE NUMÉRIQUE DES CONTRAINTES DANS LES PAREMENTS DU BARRAGE APRÈS SA SURÉLÉVATION DE 10 A 90 m.

Les valeurs calculées, par le procédé de Pigeaud, pour le barrage de Doiras, avant sa surélévation, donnent les résultats suivants :

Parement amont :

N_2 (retenue pleine) = $847{,}34\,y$,
N_2 (retenue vide) = $2\,251{,}85\,y$,

ce qui nous permet de déterminer la valeur de N_2 due à la poussée de l'eau :

$$N_2 = 2\,251{,}85\,y - 847{,}34\,y = 1\,404{,}51\,y.$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

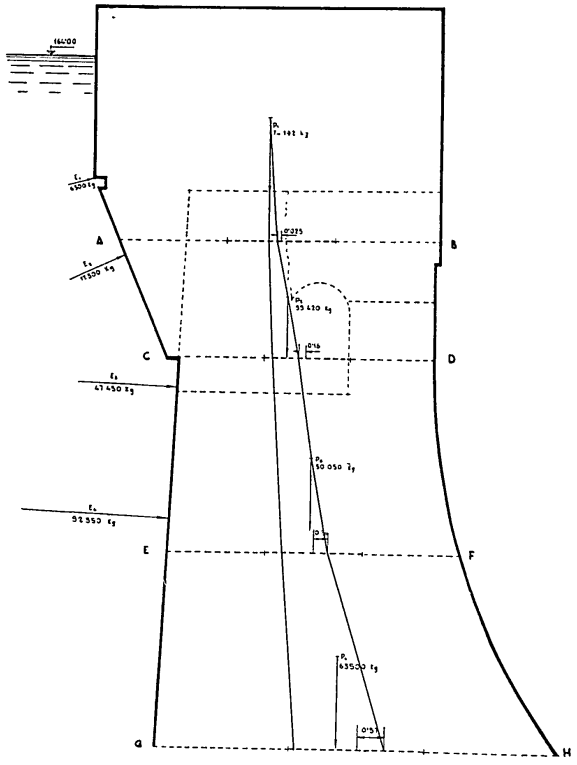


FIG. 2

DÉTERMINATION DES EFFORTS
DÉTERMINATION OF STRENGTH

Parement aval :

$$N_2 \text{ (retenue pleine)} = 1614{,}388\,y,$$
$$N_2 \text{ (retenue vide)} = 148{,}148\,y,$$

ce qui nous permet de déterminer également la valeur de N_2 due à la poussée de l'eau :

$$N_2 = 1614{,}388\,y - 148{,}148\,y = 1466{,}240\,y.$$

Ces valeurs nous permettent de calculer les contraintes dans les parements du barrage, après l'exécution de la surélévation et, par conséquent, rendent possible la détermination des suppléments de contraintes qui se produisent par rapport au projet primitif.

Une fois connues les valeurs de l'effort N_2 correspondant au projet primitif, ceux qui se produisent dans le barrage après la surélévation sont :

CALCUL DE N_2 A RETENUE PLEINE APRÈS LA SURÉLÉVATION.

Parement amont :

$$N_2 \text{ (à vide)} = 2251{,}85\,y$$

(dû au poids du corps du barrage, données du projet primitif);

$$N_2 \text{ (massif de surélévation)} = \frac{P}{y}\left(1{,}4826 - 9{,}1488\,\frac{d}{y}\right)$$

(dû au poids du massif de surélévation),

$$N_2 \text{ (à retenue maximum)} = -(1404{,}51\,y + 5500{,}68)\left(1 + \frac{3{,}6}{y}\right)^2$$

(dû à la poussée de l'eau avec la surélévation).

$$N_{max} = k(y + r),$$
$$N_{min} = \Sigma N_2 + n^2[\Sigma N_2 - k(y + r)],$$
$$C_{max} = \frac{N_{max} - N_{min}}{2\cos\varphi} - \frac{N_{max} + N_{min}}{2}\operatorname{tg}\varphi.$$

Parement aval :

$$N_2 \text{ (à vide)} = 148{,}148\,y \text{ (dû au poids du corps du barrage)},$$
$$N_2 \text{ (massif de surélévation)} = \frac{P}{y}\left(9{,}145\,\frac{d}{y} - 2012\right),$$
$$N_2 \text{ (à retenue maximum)} = (1466{,}24\,y + 5500{,}68)\left(1 + \frac{3{,}6}{y}\right)^2,$$
$$N_{max} = \Sigma N_2(1 + m^2),$$
$$N_{min} = 0,$$
$$C_{max} = \frac{N_{max}}{2\cos\varphi}(1 - \sin\varphi).$$

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

CALCUL DE N_2 A RETENUE VIDE ET APRÈS LA SURÉLÉVATION.

Parement amont :

$$N_2 \text{ (à vide)} = 2251{,}85\,y,$$

$$N_2 \text{ (massif de surélévation)} \frac{P}{y}\left(4{,}1826 - 9{,}1488\frac{d}{y}\right),$$

$$N_{max} \Sigma N_2(1+n^2),$$

$$N_{min} = 0,$$

$$C_{max} = \frac{N_{max}}{2\cos\varphi}(1-\sin\varphi).$$

Parement aval :

$$N_2 \text{ (à vide)} = 148{,}148\,y.$$

$$N_2 \text{ (massif de surélévation)} = \frac{P}{y}\left(9{,}145\frac{d}{y} - 2{,}012\right),$$

$$N_{max} = N_2(1+m^2).$$

$$N_{min} = 0,$$

$$C_{max} = \frac{N_{max}}{2\cos\varphi}(1-\sin\varphi).$$

Grâce à ces données et compte tenu que le poids du massif de surélévation est P = 115,700 et, que la distance, *d*, de la ligne d'action à la verticale qui passe par le sommet du barrage, vaut $d = 2{,}17$ m nous pouvons déterminer, à partir des 10 m supérieurs, les valeurs des contraintes principales, dont les résultats, pour plus de clarté, sont résumés ci-après.

Contraintes principales à retenue pleine, après la surélévation.

Hauteur (m).	N_2 (à vide) (kg/cm²).	N_2 (en charge) (kg/cm²).	N_2 (massif de surélévat.) (kg/cm²).	N_2 (kg/cm²).	N_{max} (kg/cm²).	N_{min} (kg/cm²).	C_{max} (kg/cm²).
			Parement amont.				
10...	2,252	— 3,615	2,889	1,526	1,360	1,526	1,180
20...	4,504	— 4,341	2,019	2,182	1,360	2,182	1,592
30...	6,756	— 5,976	1,474	2,254	1,360	2,251	1,411
40...	9,007	— 7,328	1,153	2,832	1,360	2,828	1,738
50...	11,259	— 8,703	0,945	3,501	1,360	3,496	2,156
60 ..	13,511	— 10,087	0,800	4,224	6,360	4,219	2,629
70 ..	15,763	— 11,477	0,694	4,980	7,360	4,971	3,134
80...	18,015	— 12,871	0,612	5,756	8,360	5,749	3,721
90...	20,267	— 14,267	0,548	6,548	9,360	6,541	4,201
			Parement aval.				
10...	0,148	3,729	— 0,032	3,845	6,066	0	1,516
20...	0,296	4,501	— 0,590	4,207	6,637	0	1,659
30...	0,444	6,319	— 0,521	6,242	9,847	0	2,462
40. .	0,593	7,622	— 0,438	7,777	12,269	0	3,067
50...	0,741	9,057	— 0,374	9,424	14,867	0	3,717
60...	0,889	10,503	— 0,324	11,068	17,461	0	4,365
70 ..	1,037	11,954	— 0,286	12,705	20,043	0	5,011
80...	1,185	13,410	— 0,255	14,340	22,623	0	5,656
90...	1,333	14,868	— 0,230	15,971	25,196	0	6,299

Contraintes principales à retenue vide, après la surélévation.

Hauteur (m).	N_2 (à vide) (kg/cm²).	N_2 (massif de surélév.) (kg/cm²).	N_2 (kg/cm²).	N_{max} (kg/cm²).	N_{min} (kg/cm²).	C_{max} (kg/cm²).
		Parement amont.				
10..	2,252	2,889	5,141	5,154	0	1,288
20.....	4,504	2,019	6,523	6,539	0	1,635
30....	6,756	1,474	8,230	8,250	0	2,062
40.....	9,007	1,153	10,160	10,185	0	2,546
50.	11,259	0,945	12,204	12,234	0	3,058
60.	13,511	0,800	14,311	14,347	0	3,587
70	15,763	0,694	16.457	16,498	0	4,124
80.....	18,015	0,612	18,627	18,674	0	4,668
90.....	20,267	0,548	20,815	20,867	0	5,217
		Parement aval.				
10	0,148	— 0,032	0,116	0,183	0	0,046
20	0,296	— 0,590	— 8,294	— 0,464	0	— 0,116
30..... .	0,444	— 0,521	— 0,077	— 0,121	0	— 0,030
40	0,593	— 0,438	0,155	0,244	0	0,061
50.	0,741	— 0,374	0,367	0,579	0	0,145
60.....	0,889	— 0,324	0,565	0,891	0	0,223
70	1,037	— 0,286	0,751	1,185	0	0,296
80.	1,185	— 0,255	0,930	1,467	0	0,367
90..	1,333	— 0,230	1.103	1.740	0	0,435

A la vue des contraintes obtenues après la surélévation du barrage, on remarque que les taux de travail de celui-ci ne varient pratiquement pas : les principales valeurs intéressantes sont les suivantes :

Retenue pleine :

Compression maxima au pied du parement aval : passe de 22,9 à 25,20 kg/cm².

Effort maximum de glissement maximum, passe de 5,72 à 6,30 kg/cm².

Compression minima sur le parement amont, passe de 7,59 à 6,54 kg/cm².

Retenue vide :

Compression maxima au pied du parement amont : passe de 20,3 à 20,87 kg/cm².

Effort maximum de glissement maximum : passe de 5,07 à 5,22 kg/cm².

Compression minima sur le parement aval, O avant et après la surélévation.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

PRISE D'EAU.

L'usine de Doiras, avec les trois groupes installés, absorbe la capacité des ouvrages de prise, et spécialement de la galerie d'amenée qui est longue de 363 m et a un diamètre de 4,50 m, se terminant par un élargissement sur lequel sont branchées la cheminée d'équilibre et les trois conduites de 2,70 m de diamètre de chacun des trois groupes. Après avoir longuement étudié l'augmentation de capacité de la prise de la chute de Doiras, et en présence de ses inconvénients, on s'est décidé pour la perforation du massif du barrage. Le problème technique était délicat : effectuer dans un massif de barrage deux perforations de 4,50 m de diamètre dans des blocs ayant 14,00 m entre joints et qui, étant donné les nécessités d'exploitation, devraient être faites le barrage étant en charge.

Finalement et après avoir étudié les difficultés qui se présentaient, on élabora une solution qui résolvait entièrement tous les inconvénients, tout en obtenant une bonne disposition hydraulique. Cette solution consistait à établir un nouveau contrefort de barrage, entre le massif du barrage de Doiras et la rive gauche, près de la salle de commande des vannes de la prise actuelle. Ce contrefort, en béton non armé, a une longueur de 35 m, une largeur de 5 m à son couronnement, des talus de 5 % à l'amont et 74 % à l'aval.

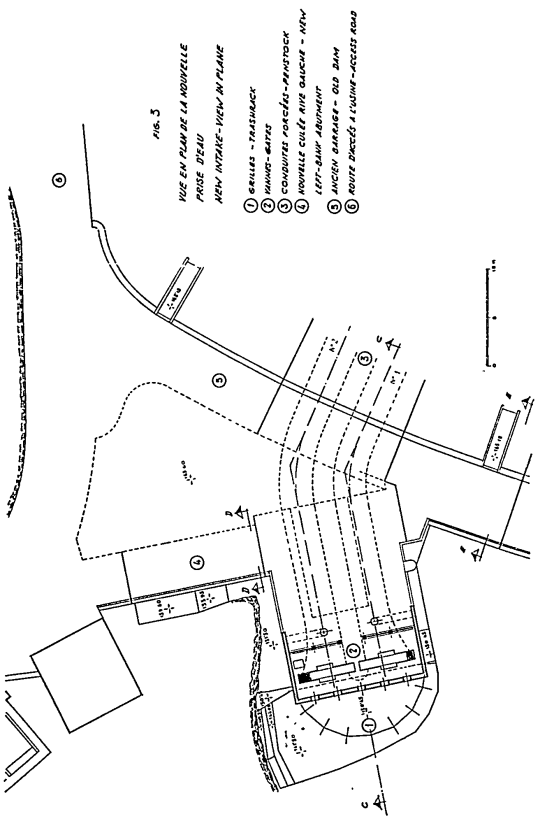
De cette façon, le contrefort gauche du barrage de Doiras a été complètement libéré de la poussée hydraulique, ce qui a permis de le perforer facilement pour y loger les conduites de la nouvelle centrale de Silvón.

Dans le nouveau contrefort, ainsi construit, l'embouchure des prises a été éloignée de ce qu'il était nécessaire pour que le parement aval demeure entièrement hors du barrage de Doiras, afin d'éviter que la partie déjà soustraite aux efforts, pour perforer la section que les conduites devaient occuper, ne soit ainsi soumise à un quelconque effort.

Devant les embouchures se trouvent les grilles, de 8,10 m de hauteur totale, et de forme polygonale en plan, formant des quadrillages avec les poutres verticales et les renforcements horizontaux où sont logés 24 panneaux de 2,12 × 2,70 en fers plats.

DÉVERSOIR.

Étant donné l'élévation de 3,60 m du niveau maximum de la retenue, il fallut, pour l'alimentation des deux vannes flottantes actuelles, vérifier les nouveaux efforts auxquels ces dernières seraient soumises et voir si les plaques de béton constituant le secteur et son axe conti-



Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

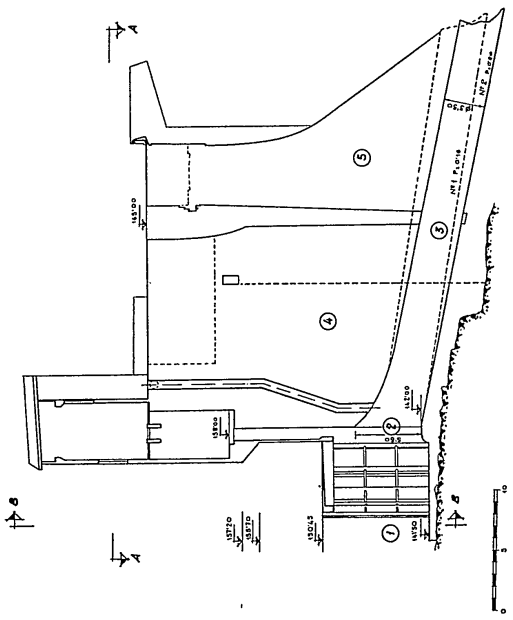
Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

FIG. 4

COUPE TRANSVERSALE DE LA NOUVELLE PRISE D'EAU

NEW. INTAKE - CROSS - SECTION

① GRILLES - TRASHRACK
② VANNE - GATE
③ CONDUITE FORCÉE - PENSTOCK
④ NOUVELLE CULÉE RIVE GAUCHE - NEW LEFT-BANK ABUTMENT
⑤ ANCIEN BARRAGE - OLD DAM



nueraient dans des conditions de travail acceptables. Après vérification sur modèle réduit, on put constater que, si l'on donnait un profil convenable à l'embouchure, on ne pouvait déceler des contraintes plus fortes sur les plaques du secteur, en ce qui concerne le déversement de l'eau, car lorsque le déversoir commence à fonctionner, l'épaisseur de la veine d'eau est moindre, par suite de la plus grande pression. Quant à l'axe du secteur, il était influencé d'une façon plus appréciable par l'élévation du niveau, mais sans que les contraintes de travail ne dépassent 1200 kg/cm²; cela n'obligeait à aucune modification, mais on décida de remplacer l'axe par un autre de section plus forte, renouvelant, à cette occasion, le matériel antifriction et calant parfaitement les nouvelles assises dans leur totalité.

Par conséquent, le canal du déversoir actuel reste exactement le même, les conditions de fonctionnement s'étant améliorées sensiblement, du fait de l'accélération de la vitesse initiale. L'utilisation des vannes-secteurs flottantes actuelles se fait en construisant, en guise d'embouchure, une poutre sur les ouvertures des deux vannes et dont la section transversale a été définie au cours d'essais sur modèle réduit. La poutre est à 4,60 m au-dessus du niveau maximum de l'écoulement primitif, la fermeture étant formée entre l'arête supérieure du secteur et l'arête inférieure amont de la poutre; 3,60 m correspondent à la surélévation, plus 1 m comme marge de sécurité.

Avant la surélévation, le déversoir était à surface libre, et à commande automatique du secteur, mais pouvant également être manœuvré à la main. Son fonctionnement, en 23 ans de service a été parfait. On maintient le même système de commande pour le mouvement du secteur, l'évacuation se faisant sous lame d'eau et avec la pression de 3,60 m de la surélévation, d'où il résulte que la vitesse initiale augmente, favorisant ainsi l'écoulement dans le canal.

HISTORIQUE DES TRAVAUX.

Les travaux préparatoires pour l'implantation des ouvrages auxiliaires, logements et accès, commencèrent en juin 1955.

En mars 1956, on achevait la route d'accès à la nouvelle usine de Silvón. Les travaux se sont poursuivis, sans interruption de la marche normale de l'usine de Doiras. Pour l'établissement du programme des travaux, on a tenu compte du régime normal des niveaux d'eau dans la retenue, tels qu'ils résultent de l'exploitation habituelle de l'usine de Doiras. En juillet 1956, on commençait l'excavation destinée à loger le nouveau contrefort du barrage sur la rive gauche, en suivant la ligne de pente de la lame d'eau, le bétonnage se faisant dans les parties supérieures déjà terminées.

En octobre 1956, on commence le bétonnage des parties inférieures servant d'assise aux grilles et aux conduites, cotes 139-141,50, ainsi

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

que le montage des deux conduites depuis leur embouchure jusqu'au barrage de Doiras et qui, le 31 octobre, sont prêtes à être revêtues de béton.

En novembre 1956, les structures pour le logement des grilles sont terminées et l'on commence la démolition du couronnement du barrage, nécessaire au raccordement avec la surélévation.

En janvier 1957, une fois l'ouvrage du nouveau contrefort achevé, et destiné à recevoir la nouvelle prise d'eau de la chute de Silvón, on commence l'ouvrage de la surélévation sur le barrage de Doiras, dans la zone de démolition. En février 1957, commence l'excavation de la fondation de la nouvelle centrale de Silvón. En mars 1957, les ouvrages de surélévation du barrage de Doiras sont terminés et l'on commence la surélévation des piliers de l'évacuateur, achevée le même mois.

En mai 1957, commencent les fondations de la nouvelle centrale de Silvón, à la cote 72,50, après avoir extrait 31861 m³ de déblais. En octobre 1957, les fondations de la centrale et les murs jusqu'à la cote 104,30 sont bétonnés, 13 254 m³ de béton ayant été utilisés et au début de novembre, on termine le bétonnage des poutres d'appui du pont-grue de la centrale.

RÉSUMÉ.

La chute de Doiras, sur le Rio Navia (Oviedo, Espagne) est en service depuis 1934, avec un barrage poids de 94,40 m de hauteur, des talus à 76 % à l'aval et 5 % à l'amont. Entre son niveau maximum et le déversoir de la chute de Salimé, en service depuis 1953, il y a une dénivellation de 3,60 m.

Pour utiliser cette dénivellation et les débits plus grands disponibles grâce à la régulation de Salimé, on construit actuellement la chute de Silvón, en surélevant le barrage de Doiras.

La capacité de la retenue est augmentée de 16112 000 m³ et l'on a utilisé un débit supplémentaire de 50 m³/s par l'installation d'une nouvelle centrale de 35 000 kVA, réservant l'emplacement nécessaire à un autre groupe de la même puissance, assurant ainsi une production de 70 millions de kilowattheures.

Pour la prise d'eau, il a fallu construire un nouveau contrefort sur la rive gauche; deux conduites de 3,50 m de diamètre traversent l'ancien contrefort du barrage de Doiras, perforé judicieusement après avoir été libéré de tout effort hydraulique. Au moyen d'études réalisées sur modèle réduit, il a été possible d'utiliser presque entièrement l'ancien évacuateur. Quant aux vannes-secteurs flottantes, il a fallu seulement remplacer leur axe par un autre plus robuste. Sur les ouvertures des deux vannes, on construit une poutre, dont les dimensions ont été déterminées sur modèle réduit, à 4,60 m de hauteur, qui sert d'embouchure, les vannes surmergées fonctionnant sous faible pression. La variation des contraintes, dans le massif du barrage est parfaitement acceptable, la compression maximum passant de 23 à 25,20 kg/cm² tout en gardant un coefficient de sécurité de 10. La compression minimum au pied du barrage, à l'amont, qui était de 7,59 kg/cm² est passée à 6,54 kg/cm² et le coefficient de sous-pression continue à être supérieur à 0,5.

Lorsque la retenue est vide, l'effet du massif de surélévation sur les parties supérieures du parement aval, réduit les compressions minima, causant ainsi des tractions de peu d'importance.

Les travaux préliminaires ont commencé en juin 1955, les ouvrages principaux en juillet 1956 et ils étaient pratiquement terminés en novembre 1957. La nouvelle centrale fonctionnera vers le milieu de 1958. A aucun moment il n'a été nécessaire d'arrêter la centrale de Doiras, les travaux ayant été adaptés au fonctionnement normal de l'exploitation de celle-ci.

SUMMARY.

On the river Navia (Oviedo, Spain), there has been in service since 1934, the Doira Reservoir. It has a gravity dam 94.40 in high (309 ft) and a slope of 76 % downstream and 5 % upstream. Between its maximum level and the outlet of the Salimé Dam, which has been in service since 1953, there is a difference of level of 3.60 m (11ft 9½ inch).

To make use of this difference and of the bigger flow available by the regulation of the Salimé River the Silvón Dam, increasing the height of the Doiras Dam, is presently been constructed.

The volume of the reservoir is being increased by 16112 000 cm³ (4 000 acres). An additional flow of 50 cm³/s (1000 c. ft/s) is rendered by installing a new power plant of 35 000 kVA and there is still space left for another generator of the same size. A total production of 70 millions kWh can be achieved.

A new abutment was constructed on the left side, so that the old one on the Doiras Dam, relieved from the hydraulic pressure, could be preceed by two pipes 3.50 m (11 ft 6 inch) in diameter for the water intake.

Model test studies proved that is was possible almost fully to avail oneself of the old spillway. In the two floating drum gates only the shaft needed to be exchanged for a stronger one. Above the free spaces of the two gates a beam 4.60 m (15 ft 9 inch) high designed according to a model test, has been constructed. The gates are fonctioning submerged under low pressure.

The variation of stress in the dam keeps within allowable limits : the maximum compressive unit stress changes from 23 kg/cm² (330 p.s.i.) to 25.20 kg/cm² (360 p. s. i.), keeping a safety factor of 10. The maximum compression at the base of the upstream face which was 7.59 kg/cm² decreases to 6.54 kg/cm² (93 p. s. i.) and the uplift factor continues to be greater than 0.5.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

With an empty reservoir, the effect of the newly added concrete weight on the upper part of the downstream face reduces the minimum compressive stresses and causes but very small tensions. The preliminary works were started in June 1955. The main works began in July 1956 and were almost completed by November 1957.

The new power plant will fonction in the middle of 1958, the construction works were carried on apart from the normal fonctioning of the Doiras Power Plant which never needed to be interrupted.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages*.
New York, 1958.

PARIS. — IMPRIMERIE GAUTHIER-VILLARS
Quai des Grands-Augustins, 55.
152903-58

Imprimé en France.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES
de la Conférence Mondiale de l'Énergie

SIXIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
NEW YORK, 1958

R. 138

QUESTION N° 22

T. ABU-WAFA AND
A. SAID
(EGYPT)

ÉPREUVE
Reproduction interdite

COMPACTION TESTS OF DUNE SAND FILL UNDER WATER BY DEEP INTERNAL VIBRATION (*).

TAHER ABU-WAFA,
Under-Secretary of State, Ministry of Public Works,
Vice-Président, Sadd-el-Aali Department.

and AHMED SAID,
Resident Engineer for Sadd-el-Aali at Aswan.

INTRODUCTION.

The Egyptian Government intends to construct Sadd-el-Aali — the High Aswan Dam — across the Nile, 6.5 km south of the present Aswan Dam (*fig.* 1) for serving three major purposes : irrigation, flood control and production of power.

The dam (*fig.* 2) will be of the rock-fill type provided with a clay core: the crest of the dam will be about 110 m above the river bed which consists mainly of sand and gravel deposits to a depth of about 200 ms (*fig.* 4). The dam will be equipped with a grout curtain beneath the clay core and upstream impervious blanket overlying a

(*) *Projet du Sadd-El-Aali. Essais de compactage sur un remblai du sable de dune submergé par vibration interne profonde.*

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

POOR ORIGINAL

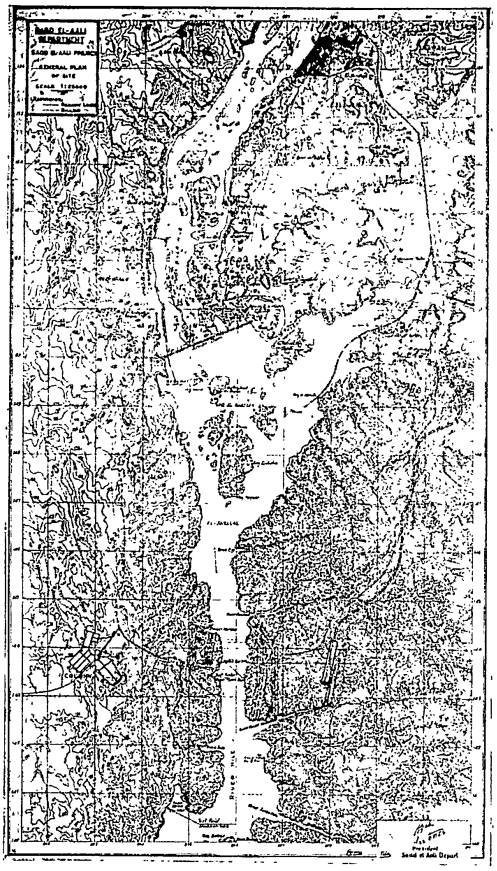


Fig. 1.

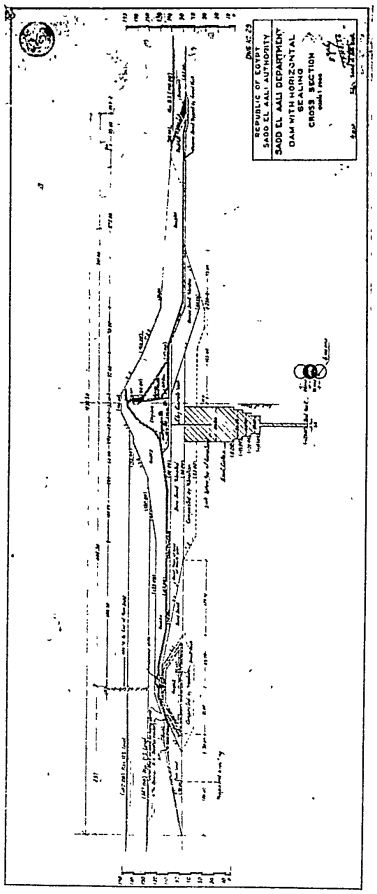


Fig. 2.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

dune sand fill layer which is proposed to be compacted by vibration. The width of the dam along the course of the river including the upstream and downstream cofferdams will be 1300 m, and the length will be about 5 000 m of which 550 m will be located in the river channel. Both banks consist of granite and gneiss.

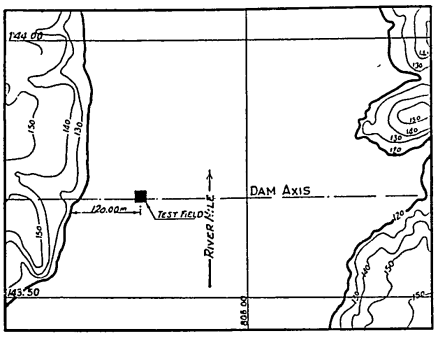


Fig. 3.

Test field on main axis.

Scale 1 : 500.

The Egyptian Government has requested a Board of International Consultants (1) to give their technical advice for the project. After a complete thorough study and discussions they advised that the dam be constructed with double line of defence i. e. horizontal blanket and a grout cut-off according to the above-mentioned design, and asked for performing several field tests. Among these tests they asked to carry out field tests to furnish information concerning the practicability, efficacy and cost of different methods of compaction. These include vibration tests in river bed and in dune sand fill, blasting tests in river bed materials and field compaction tests with Nile silt and on clay rockfill. The vibration tests in dune sand should be performed on a submerged fill with a depth of not less than 10 m.

This paper will only deal with the field tests performed in river bed as well as compaction of the submerged dune sand fill using internal vibration.

(1) The Board of International Consultants is constituted of Messrs Prof. K. Terzaghi, I. C. Steele, Max Pruss, André Coyne and Lorenz G. Straub.

Indications concerning the relative density of the sand in its original state before and after compaction are obtained by penetration tests using a pointed sounding penetrometer of the static " Dutch " type. The information obtained include the following as well :

a. The necessary time of vibration for optimum compaction.
b. The maximum depth attained.
c. The consumption of current.
d. Number of insertion per square meter of compacted fill.
e. The average output of the vibration equipment or the number of cubic meters of compacted material per shift of 8 h.
f. Duration of one insertion and the time necessary for compacting the test area.

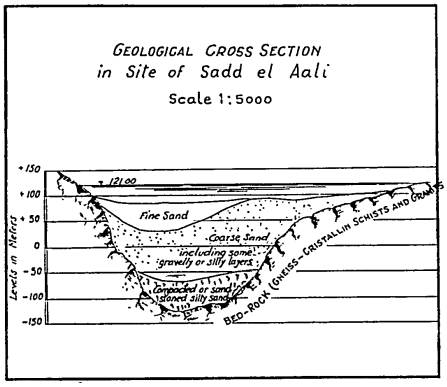


Fig. 4.

TEST PROCEDURE.

The tests were entrusted to the German Firm " Johann Keller G. m. b. H. " specialised in such works according to the procedure hereinafter explained.

TEST FIELDS.

1. River-bed test field (*fig.* 3-5).

The test field was located on the Main Axis of Sadd-el-Aali in the

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

western side of the river valley where the geological section has shown the presence of fine sand. The test-field is 20 × 20 m area and located at a distance of 120 m from the western bank.

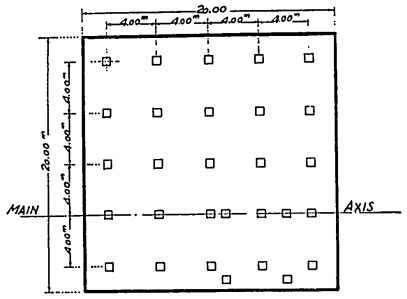


Fig. 5.
Plan showing position of penetration tests at Sadd el Aali site.
Scale 1 : 200.

2. Dune sand fill test-field.

The dune sand fill test-field was located in a short valley known as Shimet-El-Wah upstream the dam site. This site is submerged by the existing Aswan Dam water during the months from October till June every year. During this interval the site is not subjected to severe variations of the water levels and flow.

A test-field (*fig.* 6) was prepared and filled with dune-sand from the Western Desert near the site This fill was embanked in dry while the reservoir was empty and submerged by reservoir water while the tests were performed.

The test-field is of truncated conical shape, the base at elevation 98 m above mean sea level and dia. 20 m. The top at elevation 112 m and dia. 45 m. The dune sand fill was retained in place by silt embankments. The height of the fill is 14 m.

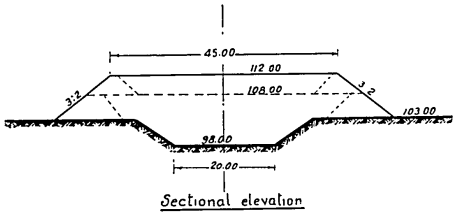
3. Degree of compaction required.

The degree of compaction required was specified to be that which gives the relative density of the sands which corresponds to a penetration resistance increasing consistently with increasing the depth and of a value of at least 150 kg/cm² at a depth of 14 m.

4. Preliminary penetration tests.

Preliminary penetration tests were made at both sites i. e. :

a. In the river-bed on the main axis of Sadd-el-Aali.
b. In the submerged fill of dune sand in Shimet-El-Wah.



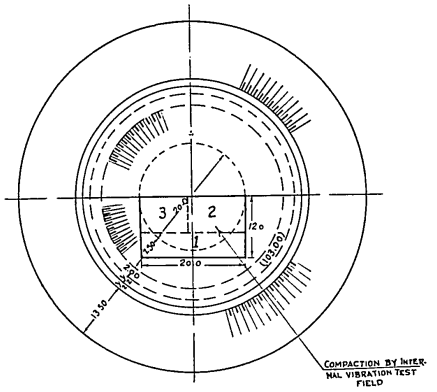


Fig. 6.
Shimet el Wah test field.

A. *Penetration tests in the river-bed on the axis of Sadd-El-Aali.*

Twenty-five penetration tests were performed at points forming a

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

grid of 4.0 m both ways (*fig.* 3-5) before the flood time of 1957. These tests showed that the penetration resistance is increasing consistently

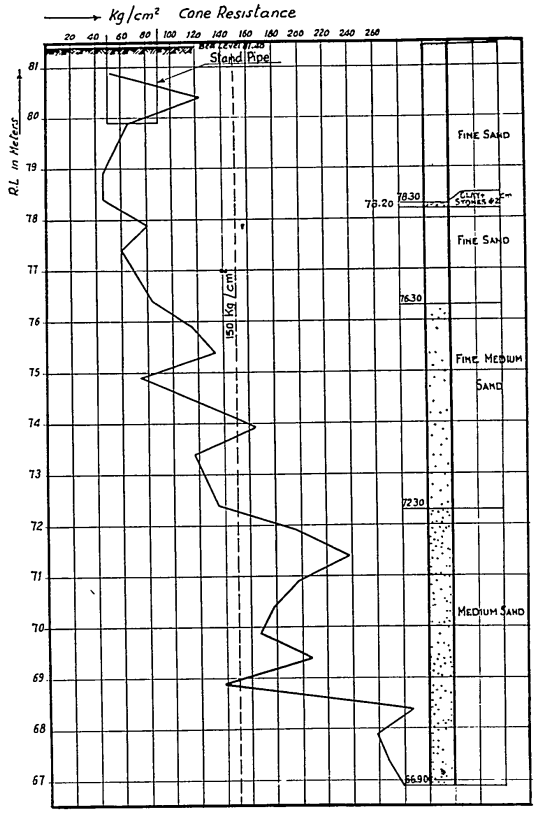


Fig. 7.
Penetration test on river Bed at the main axis.

with increasing depth. It attained the specified value i. e. 150 kg/cm² at depths less than 14.0 m and even more than this value as shown in (*fig.* 7).

The results were submitted for thorough examination and through consultation with Prof. Terzaghi, it has been decided that there is no need to make any compaction for the river-bed, thus realizing a saving of about two million Egyptian pounds.

To ascertain these results four more penetration tests were made on November 1957, after flood time on the same test-field and they showed the same results.

B. *Penetration tests in the submerged dune sand fill at Shimet-El-Wah.*

Eight penetration tests were performed at points forming a grid of 4.0 m both ways before the flood time of 1957.

These tests showed that the penetration resistance does not exceed 60 kg/cm² revealing that compaction is necessary.

It was decided to divide the test field into two parts; one part for compaction tests by deep vibration and the other by the use of explosives.

5. Technical means used.

Working platform (*fig.* 8).

All the works done were performed from a movable platform mounted on a movable bridge which is mounted on two transverse composite girders fixed on two pontoons connected together by two cross-girders forming the vibration double pontoon. The two pontoons were thus spaced at 13.0 m. The distance between the two cross-girders connecting the two pontoons is 20.0 m.

Thus a test-field of 12.0 × 20.0 m is available.

The working platform was about 7.50 m above the water level.

The platform can be easily moved in the longitudinal and transversal directions exactly to the required position.

The double pontoon was fixed by anchors to the right position by using fixed points on the river bank. This position was checked from time to time with respect to the fixed points on the river-banks.

A gauge was erected near the bank to measure the water level. This was recorded at each test.

6. Vibrator (*fig.* 9).

The vibrator used is a Johann Keller standard patent, weight about 750 kg, length 2.50 m and diam. 0.30 m. The upper section houses a 380 V electric motor driving an eccentric load housed in the lower section. The water as well as the electric cable is carried through flexible pipes to the top of the vibrator where connection is made with passage ways in the casing of the vibrator. A manometer to

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

measure the jet water pressure was mounted on the pump pipes. The electric current was measured by an ammeter and a voltmeter on the switch board fixed on the working platform.

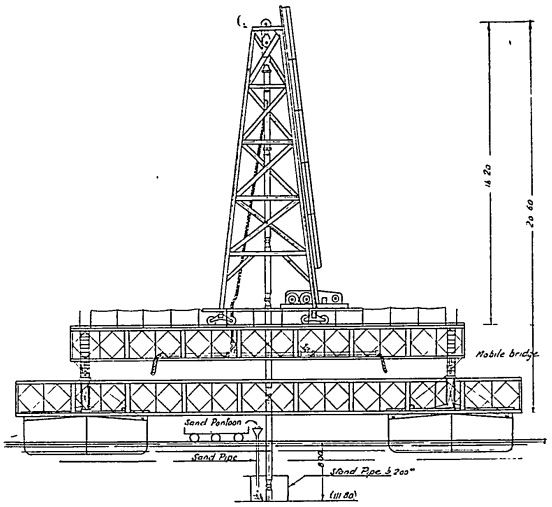


Fig. 8.
Working platform and general arrangement of the double pontoon.
Sketch elevation.
Hoisting gear for lifting and lowering of the vibrator.
Conveying of the supporting framework along the bridge.
Lifting and lowering of auxiliary loads.

7. Sand-pipe.

A sand-pipe for the addition of the sand was provided with enough length to ensure that the sand is added to the same insertion point. For more security a stand pipe of 2.0 m dia. and 4.0 m height was hanged from the platform and fixed in the bed of the test field where the vibrator is lowered in its centre and the sand pipe flows at the surface of the fill inside this stand pipe.

The addition of the sand to the insertion point, was controlled so that it will not exceed the surface of the test field around the point.

8. Penetrometer.

The penetrometer used is of the static " Dutch " type provided with all up-to-date improvements. The area covered by the drive point is 10 cm².

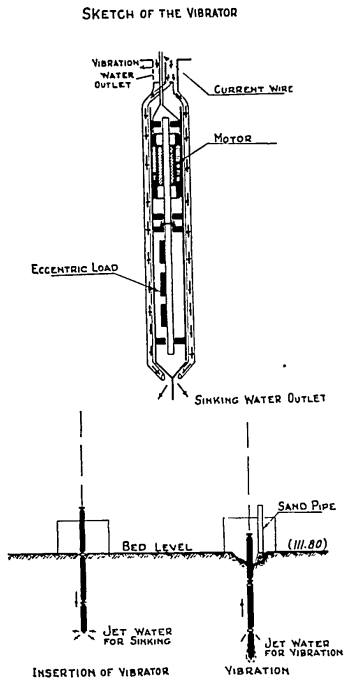


Fig. 9.

The pressure on the driving point is measured by a hydraulically operated measuring equipment whereby the pressure developed is indicated by gauges. Two pressure gauges are mounted on the driving head, one for high pressures of up to 600 kg/cm², and the other for low pressures up to 100 kg/cm².

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

To perform the penetration through the river-bed, in deep water, a large pipe 600 mm diameter having another of 38 mm fixed with diaphrams at its centre placed to act as a guide and lateral support for the mantle tubes from the working platform to the river bed surface.

The penetrometer was calibrated at the site to determine the friction losses for different values of the load on the upper end of the penetrometer rod.

9. Measurement of surface subsidence.

In addition to the measurement of the added sand the surface subsidence is obtained by determining the levels of a grid of points covering the test area at about 2.0 m apart either way before and after compaction operations.

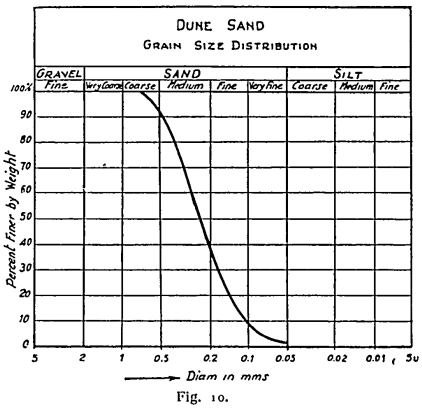


Fig. 10.

10. Laboratory tests.

Tests carried out in the laboratory shows :

a. Grain size analysis : The sample can be described as Medium-Fine-Sands (*fig.* 10).

b. Maximum porosity : 0.41 ; minimum porosity : 0.27.

c. Maximum dry density : 1.72 t/m³.

d. Permeability coeff. 5×10^{-3} cm/s for a sample vibrated in the laboratory to minimum porosity.

11. Compaction operation.

Compaction operation by the internal vibrator is performed by owering the vibrator into the insertion point gradually to the required depth. While the motor is attaining full speed the valve controlling the water for the lower jets is opened. The water creates a " quick " condition allowing the vibrator to sink under its own weight into the sand.

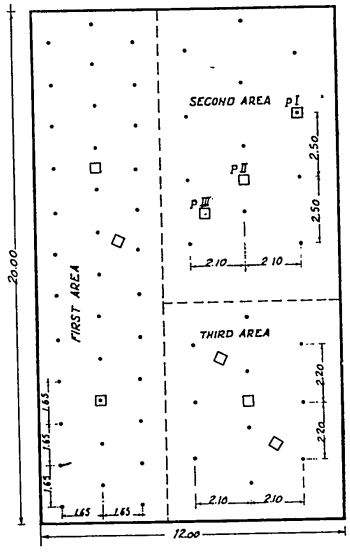


Fig. 11.
Sadd el Aali project.
Plan of dunesand test field showing.
(1) The three test areas.
(2) Pattern and spacing of insertion points.
(3) Penetration test points.
Insertion point. — Penetration point.

When the vibrator has reached the required depth for compaction, the water supply is transferred from the bottom to the top jets. A downward flow of water is thus provided to facilitate the compaction

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

operation. Sand is then added into the formed crater around the vibrator by the aforementioned sand pipe up to the original level before compaction in order to compensate the sand *in situ* that is compacted. When the power input of the electric motor reaches a certain maximum about 50 A, the vibrator is then raised gradually compacting the sand. The rate of tracting the vibrator is increased when the ammeter reading increases and is decreased when the reading decreases. As the degree of compaction is correlated to the ammeter readings, therefore the ammeter provides a means of achieving a predetermined sand density. The average rate of traction was 25 cm/mn. During the whole process of sinking and raising the vibrator, time, water-pressure, ammeter reading, and elevation of vibrator are recorded.

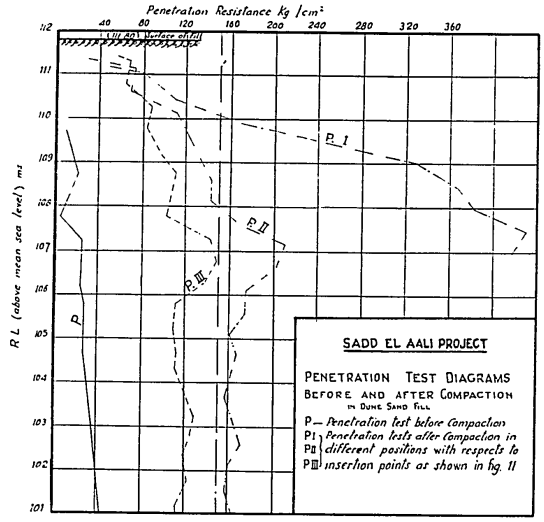


Fig. 12.

11. PATTERN AND SPACING OF THE INSERTION POINTS.

In order to determine the most suitable pattern and spacing of the insertion points, the test field was divided into three zones as shown in figure 11.

For the " First Area " the insertion points were spaced 1.65 m and were arranged in three rows spaced 1.65 m. The number of the points was 36.

For the " Second Area " the insertion points were spaced 2.50 m and the rows were spaced 2.10 m. The number of the points was 12.

For the " Third Area " the insertion points were spaced 2.20 m and the rows were spaced 2.10 m. The number of the points was 10.

The pattern chosen, according to the Contractor's experience, was the triangular as it is the most effective.

12. TEST PROCEDURE.

After carrying out four penetration tests which have shown that the penetration resistance does not exceed 60 kg/cm², and after determining the level of the surface of the test field the compaction operation proceeded.

After completion of compaction, operation penetration tests were carried out in each of the three zones on an insertion point, midway between insertion points, and in the centre of the triangular pattern (*fig.* 12).

13. RESULTS.

1. Compaction of one zone does not effect the other zones as indicated by penetration tests.

2. The time necessary for insertion and vibration for optimum compaction is about 5 mn/m depth.

3. It was possible to attain the depth required (14.0 m) by the vibrator used.

The water jet pressure was 3.0 kg/cm² measured on the manometer fixed on the water supply pipes.

4. Mean ammeter reading for the vibrator was 45 A, and current consumption was about 10 kWh.

5. Compaction to the specified limit is attained at a radial distance of 1.28 m from the insertion points. Maximum spacing between insertion points and rows are 2.20 and 1.9 m respectively serving 4.18 m².

6. Compacted material per shift of 8 *h* by one vibration equipment is about 300 m³.

7. The compaction operations and the tests performed have proved the practicability and efficacy of compacting the dune sand by the deep vibration method used.

Results are recorded in the following table.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Sadd-El-Aali.
Compaction tests by internal vibration.
(Results).

			First.	Second.	Third.
Treated area.		Zone.....			
		Aera (m^2)... ..	84.0	63.0	46.1
		Volume (m^3)...	1071	842.9	629.7
Insertion operation		Number of insertions..	30	11	10
		Spacing of insertion points...	1.65×1.65	2.50×2.10	2.20×2.10
		Mean depth (m).....	12.75	13.38	13.66
		Mean time (mn).....	3	3	3
		Ammeter reading (A). .	37	37	37
		Water pressure for jets (kg cm^2).	3	3	3
Vibration operation		Mean time (mn).....	60	60	60
		Ammeter reading (A)..... .	40-50	40-50	40-50
		Added sand cu. metres.. . ..	193.0	91.45	75.25
		Total subsidence (ms.)... . .	2.298	1.459	1.631
		Subsidence (cms. in depth) .	18.00	10.82	11.90
Penetration resistance after compaction	On an insertion point	Depth (m) .	2.9	4.5	-
		($kg\ cm^2$)....	312	140	-
	Midway of two insertion points	Depth (m)...	4.8	-	5
		($kg\ cm^2$) . .	313	-	170
	Middle of four insertion points	Depth (m)...	4.0	4.5	4
		($kg\ cm^2$)....	323	200	270
	Centre of triangle	Depth (m). .	-	4.5	-
		($kg\ cm^2$). . .	-	140	-

SUMMARY.

Compaction tests were made for submerged dune sand fill that will be used in the construction of the layer underneath the upstream horizontal impervious blanket of the proposed High Aswan Dam. Compaction was performed by the use of internal deep vibrators. Indications concerning the relative density of the sand before and after compaction were obtained by penetration tests using a static " Dutch " penetrometer of 10 cm^2 cone area. The test field was divided into three zones. The spacing between insertion points in each zone was different from the others. Information concerning time of vibration, maximum depth attained, current consumption, number of insertions of the vibrator per square meter, average output of the vibrator, surface subsidence, and penetration resistance were obtained. The degree of compaction required was specified to be that which gives a relative density of the sand corresponding to a penetration resistance of at least 150 kg/cm^2 at a depth of 14 m. The penetration resistance at 14 m depth in the sand fill under test was about 60 kg/cm^2 before compaction. It was possible to increase this resistance to more than 400 kg/cm^2 at a depth of 4.5 m measured at the insertion points. The chosen pattern of insertions was triangular. The results indicate that the suitable spacing between insertion points is 2.2 m and between rows 1.90 m to ensure a penetration resistance not less than 150 kg/cm^2. The vibrator output was about 300 m^3 per 8 h shift.

RÉSUMÉ.

Des essais de compactage furent exécutés sur un remblai de sable de dune submergé qui sera utilisé dans la construction de la couche au-dessous de la nappe d'amont horizontale et étanche pour le Haut Barrage d'Assouan.

Le compactage fut achevé par des vibrateurs internes adaptés pour grandes profondeurs. Des indications concernant la densité relative du sable avant et après le compactage furent obtenues par des essai. de pénétration à l'aide d'un pénétromètre statique du type " Dutch " de 10 cm^2 d'aire de cône. Le terrain des essais fut divisé en trois zones où l'espacement entre les points d'insertion était différent l'une de l'autre.

Des renseignements furent obtenus concernant le temps de vibration, la profondeur maximum atteinte, la consommation de courant, le nombre des insertions du vibrateur par mètre carré, le rendement moyen du vibrateur, l'affaissement de la surface et même la résistance à la pénétration.

On a spécifié que le degré de compactage demandé est celui qui donne une densité relative du sable correspondant à une résistance de pénétration de 150 kg/cm^2 au moins à 14 m de la surface.

La résistance à la pénétration à 14 m de profondeur dans le remblai du sable sous essais était d'environ de 60 kg/cm^2 avant le compactage. Il était possible d'augmenter cette résistance jusqu'à plus de 400 kg/cm^2 à 4,5 m de la surface mesurée aux points des insertions. On a choisi pour les insertions un modèle triangulaire.

Les résultats obtenus indiquent que l'espacement convenable entre les points des insertions est 2,2 m et celui entre les rangs est 1,90 m afin d'assurer une résistance à la pénétration de 150 kg/cm^2 au moins. Le rendement du vibrateur était 300 m^3 environ par chaque relais de 8 h.

Extrait du *Sixième Congrès des Grands Barrages.*
New York, 1958.

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8

STAT

Page Denied

Next 1 Page(s) In Document Denied

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2014/04/14 : CIA-RDP81-01043R003200120001-8